

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
SISTEMA DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**PROPUESTA PARA UNA GUÍA DE DISEÑO MECANÍSTICA-  
EMPÍRICA PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES Y SEMI-RÍGIDOS DE  
COSTA RICA**

Tesis sometida a la consideración de la Comisión del Programa de Estudios de  
Posgrado en Ingeniería Civil para optar al grado y título de Maestría  
Académica en Ingeniería de Transporte y Vías

Eliécer Arias Barrantes

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica 2020

## **Dedicatoria**

Dedico este trabajo en primera instancia mi hijo ya que ha sido mi mayor fuente de inspiración y fortaleza en estos años de trabajo y por quien me esfuerzo cada día más para ser una mejor persona.

También a mis padres por el apoyo incondicional y por los valores que me han inculcado desde mi niñez; muchos de logros que he obtenido en mi vida se los debo a ellos, gracias a la confianza y respaldo que me han dado en las diferentes etapas de mi vida

## **Agradecimientos**

Me siento altamente agradecido con la Universidad de Costa Rica por darme las herramientas y los medios para culminar otra etapa más de preparación académica. Deseo agradecer de igual forma al Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales y a los diferentes profesionales que han compartido sus conocimientos conmigo.

Deseo agradecer también al Ing. Luis Guillermo Loría Salazar, quien siempre me respaldó, me apoyo y confió en mi para poder realizar este proyecto de la mejor forma.

Agradezco a Dios por darme la oportunidad de nacer en este país, donde he podido desarrollarme como profesional y persona. También a mi familia y seres queridos que han vivido y compartido el sacrificio de mi tiempo. En especial agradecer a mi novia quien me ha apoyado en todo momento durante estos años, y para finalizar a mis amigos y colegas por sus buenos consejos y retroalimentación.

“Esta tesis fue aceptada por la Comisión del Programa de Estudio de Posgrado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar al grado y título de Maestría Académica en Ingeniería de Transporte y Vías.”

---

PhD. José Pablo Aguiar Moya  
**Representante del decano**  
**Sistema de Estudios de Posgrado**

---

MSc. Wendy Sequeira Rojas  
**Directora de Tesis**

---

PhD. Fabricio Leiva Villacorta  
**Asesor**

---

MSc. Sergio Fernández Cerdas  
**Asesor**

---

MSc. Javier Zamora Rojas  
**Representante del director**  
**Programa de Posgrado en Ingeniería Civil**

---

Eliécer Esteban Arias Barrantes  
**Candidato**

## Índice general

Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos .....	ii
Índice general.....	iv
Índice de figuras.....	viii
Índice de tablas .....	x
Glosario.....	xii
Abreviaturas .....	xix
Resumen.....	xxi
1    Introducción .....	1
1.1    Justificación.....	3
1.1.1    Problema específico .....	3
1.1.2    Propósito de la investigación .....	5
1.1.3    Importancia del estudio.....	5
1.2    Objetivos .....	6
1.2.1    Objetivo General.....	6
1.2.2    Objetivos Específicos .....	7
1.3    Antecedentes teóricos o prácticos del problema .....	7
1.4    Delimitación del problema.....	16
1.4.1    Alcances.....	16
1.4.2    Limitaciones.....	17
1.5    Marco metodológico .....	17
2    Marco Teórico.....	20
2.1    Generalidades del diseño de pavimentos .....	20



2.2	Guías analizadas.....	21
2.2.1	Guía de diseño Mecánico Empírica de los Estados Unidos de América, AASHTO .....	21
2.2.1.1	Generalidades .....	21
2.2.1.2	Principales aspectos de diseño.....	25
2.2.1.3	Componente de diseño .....	27
2.2.2	Guía Mecánica-Empírica de California, CALME .....	54
2.2.2.1	Generalidades .....	54
2.2.2.2	Principales aspectos de diseño.....	56
2.2.2.3	Componentes del proceso de diseño.....	59
3	Bondades de cada proceso de diseño .....	67
3.1	Guía AASHTOware .....	67
3.1.1	MEPDG 2004 .....	67
3.1.2	AASHTO 2008 .....	67
3.1.3	AASHTO 2015 .....	67
3.2	Guía CALME .....	68
3.2.1	Método incrementar recursivo .....	68
4	Procedimiento y algoritmo de diseño propuesto.....	70
4.1	Análisis de modelos de desempeño.....	71
4.1.1	Modelos de deterioro de referencia .....	71
4.1.2	Factores locales preliminares .....	75
4.1.2.1	Fatiga y área agrietada.....	75
4.1.3	Ahuellamiento.....	79
4.2	Variables por considerar .....	83
4.2.1	Tráfico.....	83

4.2.2	Materiales.....	84
4.2.3	Clima.....	84
4.2.4	Daño.....	84
4.2.5	Modelos de deterioro .....	84
4.2.6	Diseño base .....	85
4.3	Relaciones entre variables.....	85
4.4	Algoritmo final.....	86
4.5	Observaciones adicionales .....	87
5	Conclusiones y Recomendaciones.....	90
6	Referencias bibliográficas.....	92
	Anexo A: Modelos constitutivos.....	101
	Anexo A.1: Modelos de módulo Resiliente para suelos .....	101
	Anexo A.2. Modelos de módulo Resiliente para materiales granulares .....	114
	Anexo B Cálculo del TMI y factor de reducción ambiental .....	116
	Anexo B.1. Subrasante fina (Suelos plásticos) .....	117
	Anexo B.2. Subrasante gruesa (Suelos no plásticos).....	118
	Anexo C: Estimación de saturación máxima para suelos en Costa Rica .....	119
	Anexo D: Evaluación de modelos y Análisis de sensibilidad.....	121
	Anexo D.1. Diseños de prueba modelos de la MEPDG e Informe LM PI-GM-INF-22-14 .....	121
	Anexo D.2. Análisis de sensibilidad modelos de la Guía de Diseño .....	158
	Anexo D.3. Comparación de predicciones de modelos de ahuellamiento de materiales Nacionales vs el modelo de la AASHTOware ME.....	182
	Anexo E: Estimación de coeficientes locales para Costa Rica .....	195
	Anexo F: Propuesta de Guía de Diseño Mecánica-Empírica para Costa Rica.....	200

Anexo G: Ejemplo de diseño .....	285
Anexo G.1. Ejemplo de diseño categoría 3 .....	285
Anexo H: Recomendaciones generales .....	310
Anexo H.1 problemas en suelos .....	310
Anexo H.2 Recomendaciones para el diseño ME.....	311

## Índice de figuras

Figura 1. Loop 5 y loop 6 AASHO road test .....	8
Figura 2. Representación gráfica de las variables consideradas en la MEPDG .....	10
Figura 3. Captura Interfaz inicial del programa CALME.....	11
Figura 4. Interfaz inicio IMT-PAVE .....	12
Figura 5. Flujograma para el diseño mecanicista de Nigeria.....	14
Figura 6. Interfaz Inicial CR-ME.....	15
Figura 7. Proceso de definición de la Guía de Diseño Mecanístico-empírica de Costa Rica .....	16
Figura 8. Diferencias entre el diseño empírico de la AASHTO de 1993 vs el ME.....	22
Figura 9. Vista General Software AASHTOware .....	25
Figura 10. Resumen proceso de diseño según el AASHTOware, parte a .....	27
Figura 11. Resumen proceso de diseño según el AASHTOware, parte b .....	28
Figura 12. Resumen proceso de diseño según el AASHTOware, parte c .....	29
Figura 13. Concepto de confiabilidad aplicado al IRI .....	30
Figura 14. Eje de referencia de puntos críticos.....	45
Figura 15. Esquema del desplazamiento lateral de la carga .....	48
Figura 16. Componentes de diseño incluidos en la guía CALME.....	57
Figura 17. Estimación de temperatura a diferentes profundidades CALME.....	59
Figura 18. Ejemplo de entrada de datos en el software CALME para el módulo inicial de la MAC .....	61
Figura 19. Ejemplo de entrada de datos en el software CALME para el módulo dañado de la MAC .....	62
Figura 20. Ejemplo de entrada de datos para ahuellamiento en subrasante en el software de la CALME.....	66
Figura 21. Concepto general Guía ME para Costa Rica.....	70
Figura 22. Parámetros de entrada diseño categoría 3 .....	73
Figura 23. Ejemplo de área agrietada para el diseño categoría 3 .....	73
Figura 24. Parámetros de entrada diseño categoría 3 .....	74
Figura 25. Ejemplo de área agrietada para el diseño categoría 3 .....	74

Figura 26. Comparación de resultados con otros factores locales estimados internacionalmente.....	77
Figura 27. Comparación grafica de ajuste de modelos para la MEPDG, 2004 .....	83
Figura 28. Esquema de diseño propuesto .....	87

## Índice de tablas

Tabla 1. Valores de confiabilidad recomendados por la AASHTOware.....	31
Tabla 2. Criterios de falla recomendados por la AASHTOware para pavimentos flexibles	31
Tabla 3. Recomendaciones para parámetros de entrada en materiales granulares y suelo en los niveles 2 y 3 .....	34
Tabla 4. Recomendaciones para $M_r$ materiales granulares y suelo en los niveles 2 y 3.....	35
Tabla 5. Recomendaciones para parámetros de entrada en materiales granulares y suelos en el nivel 1.....	37
Tabla 6. Recomendaciones para parámetros de entrada para la mezcla asfáltica en los niveles 2 y 3 .....	38
Tabla 7. Razón de Poisson recomendada para MAC.....	39
Tabla 8. Recomendaciones para parámetros de entrada para la mezcla asfáltica en el nivel 1 .....	39
Tabla 9. Tamaño mínimo de muestra (días por año) para estimar el espectro de carga normalizado con base a WIN data .....	41
Tabla 10. Tamaño mínimo de muestra (días por año) para estimar la distribución de tráfico normalizada con base a conteos automatizados (AVC).....	41
Tabla 11. Pruebas requeridas para obtener las propiedades mecánicas de la MAC para la CALME .....	63
Tabla 12. Constantes de calibración para dos condiciones en la base .....	64
Tabla 13. Constantes de calibración para subrasantes .....	64
Tabla 14. Resumen ejemplos de diseños generados con modelos del informe LM-PI-GM-INF-22-14 y MEPDG del 2004 .....	72
Tabla 15. Factores de calibración locales para fatiga en MAC .....	76
Tabla 16. Valores de referencia de módulos para diferentes materiales según la FAA .....	77
Tabla 17. Rango de valores considerados para las modelaciones .....	78
Tabla 18. Umbrales según el informe LM-PI-GM-INF-22-14.....	79
Tabla 19. Valores obtenidos según modelos de la MEPDG vs umbrales de falla.....	79
Tabla 20. Valores obtenidos según modelos de la MEPDG vs umbrales de falla.....	81

Tabla 21. Valores resumen de las 70 modelaciones, materiales M1 y M2 de Costa Rica (ver Anexo D.3).....	81
---	----

## Glosario

**Agregado:** Material granular con composición mineralógica que puede ser arena, grava, roca triturada, o escoria, con tamaño de carácter variable. Se define como “fino” a aquel cuyo tamaño máximo pasa por el tamiz de 4,75 mm (No. 4), y como “grueso” a aquel que queda retenido en el tamiz 4,75 mm (No. 4).

**Autobús:** Vehículo automotor con la capacidad de realizar transporte de personas, con capacidad superior a 44 plazas, incluyendo al conductor.

**Base:** Material constituido por partículas duras y durables que se encuentran inmediatamente debajo de la capa superficial o de una capa intermedia. Puede estar compuesta de escoria triturada, roca triturada, grava y arena triturada o cualquier combinación de estos materiales, que cumple con la normativa vigente. Puede ser tratada con ligantes bituminosos, cemento hidráulico o aditivos químicos.

**Calzada:** Sección del derecho de vía destinada a la circulación vehicular, la cual puede incluir uno o más carriles de circulación (no incluye el espaldón).

**Capa:** Riego continuo de un material específico, con un mismo esfuerzo de compactación en toda su extensión.

**Carretera o camino:** Toda vía pública abierta a la circulación de vehículos, peatones y demás usuarios, que permite el tránsito.

**Carril de tránsito:** Subdivisión de la superficie de rodamiento, sobre la cual se permite el tránsito de una fila de vehículos, en un solo sentido, su ancho varía entre 3 m como mínimo, y 3,6 m como valor recomendable.

**Cemento asfáltico:** Material cementante con color predominantemente oscuro, cuyos constituyentes principales corresponden a bitúmenes de carácter natural, u obtenidos mediante diversos procesos del asfalto.

**Compactación:** Proceso mecánico con el fin de comprimir un volumen dado de material en otro más pequeño, que se logra usando rodillos o compactadoras especiales según sea el tipo de obra y la etapa del proceso constructivo.



**Derecho de vía:** Área o superficie de terreno, propiedad del Estado, destinada al uso de una vía pública, con zonas adyacentes utilizadas para todas las instalaciones y obras complementarias, áreas previstas para futuras obras de ensanche o mejoramiento, así como zonas de seguridad para el usuario. Esta área está delimitada a ambos lados por los linderos de las propiedades colindantes.

**Diseño de mezcla:** Procedimientos de laboratorio que tienen como propósito determinar (dentro de los límites de las especificaciones de proyecto) una graduación de agregado mineral y un contenido de ligante o de cemento, que produzcan una mezcla que logre un balance entre todas las propiedades deseadas.

**Drenaje:** Estructura que se coloca o se construye para disponer y evacuar las aguas superficiales.

**Eje sencillo:** Conocido también como eje simple, corresponde a aquel que no forma parte de un conjunto de ejes, se encuentra compuesto por una o dos llantas en cada extremo.

**Eje tandem:** Conocido también como eje doble, corresponde a aquel conjunto de dos ejes consecutivos del mismo vehículo, unidos mediante algún dispositivo mecánico o neumático, que permitan una distribución de carga no menor a 40% por eje, y una separación entre centros de ejes mayor a 1,20 m y menor a 2,40 m, se encuentra compuesto por dos o cuatro llantas en cada extremo.

**Eje tridem:** Corresponde a aquel conjunto de tres ejes consecutivos del mismo vehículo, unidos mediante algún dispositivo mecánico o neumático, que permitan una distribución de carga no menor a 28 % por eje, y una separación entre centros de ejes mayor a 1,20 m y menor a 2,40 m, se encuentra compuesto por tres o seis llantas en cada extremo.

**Emulsión asfáltica:** Es una dispersión de cemento asfáltico y agua que contiene una pequeña cantidad de agente emulsionante. Es un sistema heterogéneo que normalmente contiene dos fases inmiscibles (asfalto y agua) en donde el agua forma la fase continua de la emulsión y pequeños glóbulos de asfalto forma la fase discontinua. La emulsión de asfalto puede ser de tipo aniónico (glóbulos cargados negativamente) o catiónica (glóbulos cargados positivamente), dependiendo del agente emulsionante.

**Especificaciones:** Término utilizado para referirse a las disposiciones, normativas y diversos requisitos técnicos y de ley que rigen la ejecución de una obra específica.

**Estabilidad:** Capacidad de un cuerpo de resistir la deformación ante la imposición de cargas, esta es función de las características de cohesión y fricción del material en cuestión.

**Estabilización:** Proceso que modifica las propiedades fisicoquímicas de un material (suelo o granular), con el fin primordial de aumentar su resistencia mecánica, otorgándole cierto grado de rigidez. Este proceso se logra con la incorporación de un estabilizador (cal, cemento o emulsión asfáltica), en la cantidad que establezca el diseño de mezcla realizado para tales efectos.

**Estructura del pavimento:** Estructura constituida por un conjunto de capas superpuestas, de diferentes materiales, adecuadamente compactados, que se construyen sobre la subrasante de la vía con el objeto de soportar y distribuir las cargas del tránsito proyectadas para un período de varios años, según lo dicte el diseño elaborado por un profesional en el área; brindando una superficie de rodamiento uniforme, cómoda y segura. Puede estar compuesta por capa de rodamiento, base y subbase.

**Lastre:** Material granular clasificado, que se coloca sobre una subrasante para protegerla, o bien sobre una capa granular terminada de una carretera para que funcione como una superficie de ruedo expuesta. Puede ser material de tajo, río o préstamo

**Material:** Materia prima, con características específicas, utilizada para conformar las diferentes estructuras requeridas.

**Material insatisfactorio:** Material con características que no cumplen con las especificaciones mínimas de la estructura requerida.

**Material satisfactorio:** Material con características que si cumplen con las especificaciones mínimas de la estructura requerida.

**Mejoramiento de propiedades físicas:** Proceso que modifica las propiedades físicas de un material (suelo o granular), con el fin primordial de mejorar sus condiciones de plasticidad o granulometría. Con este proceso no se pretende aumentar la resistencia mecánica del

material, tal y como efectivamente sucede con el proceso de estabilización. Este procedimiento, según sea el propósito, se puede realizar de dos formas:

**Mecánico:** Por medio de la adición de cierta cantidad de material (suelo o granular), determinado por el diseño realizado para este fin, a otro material que presenta incumplimiento en la granulometría o un índice de plasticidad por debajo del rango de las especificaciones técnicas requeridas.

**Fisicoquímico:** Por medio de la adición de cierta cantidad de material estabilizante (cal, cemento, emulsión, etc.), determinada por el diseño realizado para este fin, a otro material que presenta índices de plasticidad por encima del rango de las especificaciones requeridas. Se puede utilizar cuando la capacidad de soporte (CBR) es levemente inferior al requerido por las especificaciones técnicas requeridas, con la incorporación de muy pequeñas cantidades de estabilizador (cal, cemento o emulsión asfáltica).

**Mezcla asfáltica en caliente:** Mezcla de alta temperatura de cemento asfáltico y agregado de buena graduación, con altas características de calidad, dispuesta a formar una capa resistente y durable, que cumpla con las especificaciones que rijan.

**Rasante:** Línea que representa, en proyección vertical, la superficie de carreteras, puentes u otras obras en general. Normalmente coincide con el eje longitudinal de la misma.

**Remolque:** Vehículo sin auto tracción, cuyo fin es el transporte de productos mediante el impulso de otro vehículo.

**Remolque liviano:** Vehículo sin auto tracción, cuyo fin es el transporte de productos, con un peso máximo de 750 kg, mediante el impulso de otro vehículo.

**Remolque pesado:** Vehículo sin auto tracción, cuyo fin es el transporte de productos, con un peso mayor a 750 kg, mediante el impulso de otro vehículo.

**Semirremolque:** Vehículo sin auto tracción, cuyo fin es el transporte de productos, mediante el acople a un tractocamión o cabezal, de manera que el peso y carga se distribuyen parcialmente sobre este.

**Subbase:** Capa secundaria de distribución de carga, se encuentra ubicada bajo la capa de base o la superficie de pavimento, y sobre la subrasante o el material seleccionado como soporte de la base. Es de una calidad superior al de la subrasante, que se especifica en términos de granulometría, condiciones de plasticidad y resistencia. Tiene por objeto: servir de capa de drenaje al pavimento, controlar o eliminar en lo posible cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la subrasante, controlar la ascensión capilar del agua provenientes de las capas friáticas cercanas protegiendo así al pavimento contra los hinchamientos que se producen en época lluviosa. Puede estar compuesta por grava natural sin procesar, arena, arcilla, o una mezcla de estas.

**Subrasante:** Superficie del terreno, ya sea en corte o relleno, sobre la que se colocan las diferentes capas de material que constituyen el pavimento de una carretera o camino.

**Superficie de rodamiento:** Capa superior de la estructura del pavimento, su función es proporcionar una superficie uniforme y segura al rodamiento de los vehículos. Debe soportar el intemperismo, tener suficiente resistencia tanto al desgaste como a la fractura para soportar las cargas del tránsito consideradas en el diseño de la estructura del pavimento. Debe ser antiderrapante y no deformable.

**Valor relativo de soporte (CBR) (*California Bearing Ratio*):** Método de laboratorio utilizado para determinar un valor relativo de soporte de carga de los materiales. Corresponde a una cuantificación de la resistencia del suelo a la penetración, tomando como referencia a la piedra triturada. El valor de CBR se encuentra en función del contenido de agua, la densidad compactada y la textura del suelo en estudio.

**Vehículo:** Cualquier medio utilizado para el transporte de personas o bienes.

**Vehículo articulado:** Vehículo compuesto por un vehículo automotor y uno o dos remolques unidos mediante una articulación que permite la transmisión de la carga.

**Vehículo automotor:** Cualquier tipo de vehículo que posea algún dispositivo mecánico que genere tracción.

**Vehículo de carga:** Vehículo automotor con la capacidad de realizar el transporte de bienes y personas.

**Vehículo de carga liviana:** Vehículo automotor con la capacidad de realizar el transporte de bienes y personas con un peso máximo de 8 toneladas.

**Vehículo de carga pesada:** Vehículo automotor con la capacidad de realizar el transporte de bienes y personas con un peso de más de 8 toneladas.

**Vehículo tipo C2:** Vehículo automotor de tipo camión, compuesto por un eje delantero simple de una llanta en cada extremo, con un peso máximo de 6 toneladas, y un eje trasero simple de dos llantas en cada extremo con un peso máximo de 10 toneladas.

**Vehículo tipo C2+:** Vehículo automotor de tipo camión, compuesto por un eje delantero simple de una llanta en cada extremo y un eje trasero simple de una llanta en cada extremo, con un peso máximo de 6 toneladas, distribuidos entre los dos ejes según fabricación.

**Vehículo tipo C3:** Vehículo automotor de tipo camión, compuesto por un eje delantero simple de una llanta en cada extremo, con un peso máximo de 6 toneladas y un eje trasero tándem de dos llantas en cada extremo, con un peso máximo de 16,5 toneladas, o un eje trasero combinado, compuesto por un eje simple de dos llantas y un eje simple de una llanta, con un peso máximo de 15 toneladas.

**Vehículo tipo C4:** Vehículo automotor de tipo camión, compuesto por un eje delantero simple de una llanta en cada extremo, con un peso máximo de 6 toneladas y un eje trasero trídem de dos llantas en cada extremo, con un peso máximo de 23 toneladas, o un eje trasero combinado, compuesto por un eje tándem de dos llantas y un eje simple de una llanta, con un peso máximo de 20 toneladas.

**Vehículo tipo T3:** Vehículo automotor de tipo tractocamión, compuesto por un eje delantero simple de una llanta en cada extremo, con un peso máximo de 6 toneladas y un eje trasero tándem de dos llantas, con un peso máximo de 16,5 toneladas.

**Vehículo tipo S2:** Remolque de un eje trasero tándem de dos llantas en cada extremo, con un peso máximo de 16,5 toneladas.

**Vida útil:** Tiempo estimado para que la estructura construida trabaje sin presentar daños estructurales que comprometan su integridad funcional, en el caso de una carretera, este daño

se cuantifica en la superficie de rodamiento, mientras que, en el caso de puentes, pasos elevados, túneles y alcantarillas, se realiza sobre la subestructura y la superestructura.

## Abreviaturas

**AASHTO:** Siglas en inglés para American Association of State Highways and Transportation Officials, correspondientes en español a Asociación Americana de Oficiales para Autopistas Estatales y Transporte.

**ASTM:** Siglas en inglés para American Society for Testing and Materials, correspondientes en español a Sociedad Americana Internacional para Ensayos y Materiales.

**CBR:** Siglas en inglés para California Bearing Ratio, correspondientes en español a Índice de Capacidad de Soporte.

**CALME:** Siglas en inglés California Mechanistical-Empirical, correspondientes al software de diseño mecánico-empírico del estado de California.

**ESAL:** Siglas en inglés para Equivalent Simple Axial Load, correspondientes en español a Eje simple equivalente de carga.

**FED:** Factor de Expansión Diario.

**FEH:** Factor de Expansión Horario.

**FEM:** Factor de Expansión Mensual.

**FHWA:** Siglas en inglés para *Federal Highway Administration*, correspondientes en español a Administración Federal de Autopistas.

**LanammeUCR:** Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica.

**MAC:** Mezcla Asfáltica en Caliente

**ME:** Designa el enfoque mecánico empírico del diseño estructural de pavimentos.

**MOPT:** Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

**MR:** Módulo resiliente.

**NAASRA:** Siglas en inglés para *National Association of Australian State Road Authorities*, correspondientes en español a Asociación Nacional de Autoridades de Caminos Estatales Australianos.

**NCHRP:** Siglas en inglés para *National Cooperative Highway Research Program*, correspondientes en español a Programa Nacional de Cooperación para Investigación en Autopistas.

**PMS:** siglas en inglés para *Project Management System* correspondientes en español a Sistema para administración de proyectos.

***qu*** : Resistencia a la compresión inconfiada.

**SN:** Siglas en inglés para *Structural Number*, correspondientes en español a Número Estructural.

**SUCS:** Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

**TPD:** Tránsito Promedio Diario.

**TPDA:** Tránsito Promedio Diario Anual.



## **Resumen**

En Costa Rica el diseño de pavimentos se realiza utilizando principalmente metodologías con un trasfondo empírico, siguiendo recomendaciones de la AASHTO de 1993, manuales internacionales con muchos años de antigüedad o adaptaciones que ha sido emitidas por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes. Sin embargo, desde hace más de una década instituciones con el LanammeUCR o el mismo MOPT, han realizado esfuerzos por incorporar criterios actualizados o “tropicalizados” en el diseño de pavimentos. Es por este motivo, que el país ha invertido recursos en investigación aplicada a la ciencia de materiales, tráfico y determinación del desempeño de materiales utilizados en Costa Rica.

Este proyecto tuvo como objetivo principal, proponer un algoritmo de diseño que pudiera ser compatible con las prácticas actuales en ciencia de materiales del país e incorpore a la vez componentes de guías modernas internacionales, donde el concepto de diseño Mecanístico-empírico de pavimentos tiene una amplia trayectoria. La incorporación de componentes mecánicos al diseño pretende tecnificar más el análisis de estas estructuras, incorporando conceptos básicos de la ingeniería civil, como: esfuerzos y deformaciones. Por otro lado, la componente empírica pretende capturar la parte de daño acumulativo, que al final se muestra como deterioros visibles y medibles en los pavimentos. El método de diseño propuesto recopila estudios realizados en el país mediante proyectos de graduación y publicaciones nacionales e internacionales, que sean aplicables a la propuesta planteada, además, se analizaron y revisaron modelos matemáticos de guías mecanístico-empíricas de publicadas por la NCHRP en el 2004, AASHTO 2008 y 2015 y se revisaron otras propuestas como la CALME de California.

Dentro de los principales logros se tiene: el desarrollo de un método que aprovecha parte del conocimiento actual de los diseñadores costarricenses, recopilación de modelos para materiales de Costa Rica, estandarización de criterios, tropicalización de conceptos mediante el uso de parámetros climáticos de Costa Rica y por último la estimación de factores locales de calibración a partir de datos obtenidos del simulador de vehículos pesados (HVS, por sus siglas en inglés) del LanammeUCR.

**Palabras Clave:** Mecánica-empírica, calibración, guía, diseño, pavimentos flexibles.

Yo, Eliécer Arias Barrantes, con cédula de identidad, 1-1308-0044, en mi condición de autor del TFG titulado Propuesta Para Una Guía de Diseño Mecánica-Empírica para Pavimentos Flexibles y Semi-Rígidos de Costa Rica.

Autorizo a la Universidad de Costa Rica para digitalizar y hacer divulgación pública de forma gratuita de dicho TFG a través del Repositorio Institucional u otro medio electrónico, para ser puesto a disposición del público según lo que establezca el Sistema de Estudios de Posgrado.

SI ☒ NO \*

\*En caso de la negativa favor indicar el tiempo de restricción: \_\_\_\_\_ año (s).

Este Trabajo Final de Graduación será publicado en formato PDF, o en el formato que en el momento se establezca, de tal forma que el acceso al mismo sea libre, con el fin de permitir la consulta e impresión, pero no su modificación.

Manifiesto que mi Trabajo Final de Graduación fue debidamente subido al sistema digital Kerwá y su contenido corresponde al documento original que sirvió para la obtención de mi título, y que su información no infringe ni violenta ningún derecho a terceros. El TFG además cuenta con el visto bueno de mi director (a) de Tesis o Tutor (a) y cumplió con lo establecido en la revisión del Formato por parte del Sistema de Estudios de Posgrado.

#### **INFORMACIÓN DEL ESTUDIANTE:**

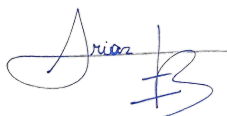
Nombre Completo: Eliécer Arias Barrantes

Número de Carné: A50506 Número de cédula: 1-1308-0044

Correo Electrónico: eliecerab@gmail.com

Fecha: 17-09-2020 Número de teléfono: 8707-9199

Nombre del director (a) de Tesis o Tutor (a): MSc. Wendy Sequeira Rojas



#### **FIRMA ESTUDIANTE**

Nota: El presente documento constituye una declaración jurada, cuyos alcances aseguran a la Universidad, que su contenido sea tomado como cierto. Su importancia radica en que permite abreviar procedimientos administrativos, y al mismo tiempo genera una responsabilidad legal para que quien declare contrario a la verdad de lo que manifiesta, puede como consecuencia, enfrentar un proceso penal por delito de perjurio, tipificado en el artículo 318 de nuestro Código Penal. Lo anterior implica que el estudiante se vea forzado a realizar su mayor esfuerzo para que no sólo incluya información veraz en la Licencia de Publicación, sino que también realice diligentemente la gestión de subir el documento correcto en la plataforma digital Kerwá

## 1 Introducción

El diseño de pavimentos es un tema muy amplio, el cual involucra muchos aspectos de carácter científico y práctico. Es por este motivo, que alrededor del mundo las agencias de transporte han invertido tiempo y recursos económicos en investigación, con el propósito de propiciar estructuras de pavimentos que sean duraderas para condiciones de tráfico, suelos, materiales y clima específicos. Así, debido a que las solicitaciones de carga y clima, como la tipología de materiales y suelos pueden ser muy diferentes de una región a otra, es común que se generen procedimientos específicos para ciertos países, con base en su experiencia e investigación.

Las diferentes líneas de pensamiento empleadas han creado guías de diseño exclusivamente empíricas, o como una mezcla de conocimiento empírico y un análisis mecánico de las estructuras (mecánico-empírico). La primera se basa en la práctica y experiencia apoyada de seguimiento del desempeño in situ de proyectos, que mediante modelos de regresión lineal múltiple correlacionan ciertas propiedades de los materiales y el tráfico, con deterioros específicos o espesores de capa, además, ha sido práctica común extrapolar dichas modelaciones para predecir el comportamiento de otras estructuras.

En el caso del método mecánico-empírico se utilizan los conceptos elementales de la mecánica de materiales como módulos de rigidez y coeficiente de *poisson* para determinar las respuestas de una capa de pavimento: esfuerzos, desplazamientos y deformaciones; y con base en éstas, a través de funciones de transferencia brindar la predicción de los deterioros de los pavimentos, como: agrietamiento, roderas y aumento de la rugosidad o IRI (índice de regularidad internacional), entre otros; lo cual constituye la componente empírica de la metodología.

Se debe mencionar que los pavimentos son estructuras muy diferentes a otras de la ingeniería civil, ya que los pavimentos se diseñan y construyen bajo el principio de que van a fallar. La fatiga, deformación plástica y pérdida de rigidez por el daño acumulado son fenómenos que actúan sobre estas estructuras desde el momento de su construcción, por este motivo, el trabajo de los ingenieros es poder estimar cuando se puede dar esa falla, a partir de procedimientos y modelos debidamente calibrados y probados.

Por este motivo es que se cuenta a nivel mundial con un elevado número de guías de diseño y cada una puede involucrar criterios empíricos, mecánicos o una combinación de ambos, siendo este último muy aceptado hoy en día. Esto provoca que la disponibilidad de procedimientos para diseño sea amplia e incluso dentro de un país altamente desarrollado como los Estados Unidos no existe un consenso de cuál guía utilizar, ya que algunos estados utilizan su propia guía de diseño, como por ejemplo, la CALME (*Caltrans mechanistic-empirical software*) de California o la MEPDG (*Mechanistic Empirical Design Guide*) del 2004 desarrollado por la AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) o incluso la guía de diseño de la AASHTO de 1993, que es sin duda una de la guías de diseño de mayor expansión a nivel mundial, esto a pesar de que es una guía de diseño empírica, calibrada para condiciones específicas de la ciudad de Ottawa, Illinois (*American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993*), en el ensayo AASHO de los años 50s.

En esta misma línea se han unido otros países como Nueva Zelanda y Australia con su guía de diseño “*The Austroads Guide*“, Sudáfrica con su guía SAPEM (*South African Pavement Engineering Manual*), cuyos esfuerzos en desarrollar una guía de mecanístico-empírica data desde los años 70s (Theyse, 1996) . Esto les ha permitido realizar un amplio desarrollo del tema e incorporar no sólo el diseño de pavimentos, sino otros aspectos cómo pruebas a materiales y especificaciones, entre otros.

Los conocimientos adquiridos a nivel internacional han inclinado la balanza a que en Costa Rica se desarrolle una guía de diseño de carácter mecanístico-empírica, que trate de incorporar diferentes conceptos relacionados con la mecánica de materiales y donde sea posible crear modelos de respuesta para los pavimentos costarricenses. Es por este motivo que desde el LanammeUCR (Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica) se ha tratado de avanzar en esta área, adquiriendo equipos de última generación para estudiar el comportamiento de los materiales, desde la nano escala, por ejemplo, con el Microscopio de Fuerza Atómica (AFM por sus siglas en inglés) hasta la escala natural, con el Simulador de Vehículos Pesados (*Heavy Vehicle Simulator*, HVS por sus siglas en inglés).

Además, desde el LanammeUCR se han brindado recomendaciones técnicas preliminares para el diseño de pavimentos (Arias, 2014), siguiendo conceptos de la MEPDG 2004. También se han realizado importantes avances para desarrollar una metodología de diseño que permita aprovechar los conocimientos existentes en Costa Rica en el uso de la Guía de la AASHTO de 1993 e incorporar conceptos mecanísticos de la *Mechanistic Empirical Design Guide* del 2004 (MEPDG 2004) que permitan realizar un diseño de mayor confiabilidad en compañía de un procedimiento simple (Arias y Loría 2014).

En esta línea también se han realizado otros estudios con el objetivo de analizar la aplicabilidad de otras guías de diseño en Costa Rica, por ejemplo, los proyectos de graduación de José Pablo Vargas, algoritmo en MatLab, (Vargas, 2013) y el de Christopher Trejos Castillo, en cual se crea una herramienta en Excel para el cómputo de diseños (Trejos, 2015).

Hasta la fecha estos han sido esfuerzos iniciales, de gran aprovechamiento y con una línea de investigación clara, sin embargo, el objetivo mayor es lograr una guía de diseño para Costa Rica, que abarque los avances más recientes en la ingeniería de pavimentos y que incorpore los resultados de investigación que se han realizado desde el Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA) del LanammeUCR en caracterización dinámica de materiales, ensayos a escala real de pavimentos y calibración de funciones de transferencia de desempeño.

Con el presente proyecto se pretende realizar un esfuerzo mayor, analizando otras guías de diseño a profundidad, con el objetivo de incorporar la mayor cantidad de conceptos relacionados con tráfico, clima, materiales, daño y desempeño que permita crear una guía de diseño más completa, bien equilibrada, más avanzada, adaptada a las condiciones de Costa Rica y donde se extraiga un mejor provecho a la capacidad instalada en el LanammeUCR, en cuanto a equipo y potencial humano.

## 1.1 Justificación

### 1.1.1 Problema específico

Actualmente no existe en el país una guía oficial actualizada que brinde los lineamientos básicos para el diseño de pavimentos flexibles, que considere las propiedades mecánicas de

los materiales utilizados en la construcción de carreteras en Costa Rica, el clima local, el espectro de cargas locales y los suelos tropicales; que permita estimar el desempeño a mediano y largo plazo de dichas estructuras. Esto ha provocado que muchos diseñadores utilicen guías internacionales, sin la certeza del desempeño predicho para los pavimentos analizados y; como no existen lineamientos oficiales sobre el tema, existe mucha variabilidad sobre los procedimientos y valores a utilizar en la práctica local, respecto de los utilizados por las guías internacionales.

Costa Rica históricamente se ha enfrentado al problema de exceso de cargas (Allen. et al, 2007) debido al aumento de la flota vehicular, economía y potenciado por la falta de control. Por este motivo es necesario disponer de indicadores actualizados y adecuados que puedan servir de insumo en el proceso de diseño de pavimentos (Allen y Badilla, 2011), en los últimos años se han planteado proyectos que buscan mejorar este aspecto (Hernández, 2018), con el estudio de parámetros como: presión de inflado, desviación de lateral en vehículos pesados, influencia de la velocidad y espectro de carga. Sin embargo, estos se encuentran en desarrollo.

La guía mayormente usada en Costa Rica y países de Centroamérica, es la AASHTO de 1993, cuyas limitaciones son múltiples y que ya han sido analizadas por Loria en sus publicaciones “Desarrollo de la guía de diseño de pavimentos de Costa Rica: CR\_ME” en el Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto (CILA) del año 2013 (Loría, 2013) y “Avance de las Investigaciones en la Generación de la Interfaz de Cálculo que Acompañará a la Nueva Guía de Diseño de Pavimentos Costarricense” en el CILA del 2015 (Loría et al., 2015).

Adicionalmente, Costa Rica por ubicarse en zona tropical como se menciona en el artículo *The Critical Zone in Tropical Environments* (Mana, Ruíz & Gutiérrez, 2015), presenta condiciones particulares en, la composición de química de suelos, altas temperaturas y regímenes altos de precipitación (condiciones que facilitan la meteorización), que difieren mucho de condiciones en otras latitudes, por lo tanto, la necesidad de contar con procedimientos que se ajusten a estas necesidades son muy importantes y utilizar guías internacionales sin revisar podría no ser lo adecuado.

Este proyecto pretende realizar una revisión profunda de guías de diseño exitosas de otros países que incorporen los conceptos más prometedores para incorporar en versiones futuras de una guía de diseño en Costa Rica.

### *1.1.2 Propósito de la investigación*

Generar una propuesta de guía de diseño o manual sobre los lineamientos y procedimientos recomendados para el diseño de pavimentos en Costa Rica, para esto, se realizará una revisión profunda de guías de diseño de pavimentos con amplia trayectoria internacional que posean elementos importantes por considerar e incorporar en una guía de diseño para Costa Rica.

Esto con el propósito de ampliar la gama de modelos existentes que aporta la guía AASHTO-MEPDG e incorporar otros conceptos deseables como el daño recursivo, capacidad máxima de materiales granulares, disminución de módulos por presencia de humedad y valorar el uso de espectros de carga y daño. Esto permitirá que los avances realizados a nivel experimental por el PITRA-LanammeUCR en estas áreas, puedan ser utilizados en diseños de forma oficial.

### *1.1.3 Importancia del estudio*

Muchos de los diseños de pavimentos en nuestro país han sido desarrollados bajo los lineamientos de la AASHTO de 1993, a pesar de que la misma fue concebida para condiciones muy propias de Illinois y hace más de 50 años que fueron realizados los primeros tramos de prueba. Por lo tanto, es de esperar que por la diferencia geográfica se tengan condiciones de clima y materiales diferentes. Además, en 50 años la flota vehicular, las magnitudes de peso, tipos y configuraciones de ejes ha cambiado mucho.

Las nuevas tecnologías existentes en la mecánica de materiales han permitido avanzar mucho en el entendimiento de cómo se comportan los materiales que componen la mezcla asfáltica, como, el betún asfáltico, minerales y aditivos que se pueden adicionar a la mezcla.

El país tiene un amplio catálogo de investigaciones en materiales granulares y suelos (que han sido recopiladas para este proyecto, por ejemplo, ver anexo A), relacionados con módulo resiliente, y el mismo no puede utilizarse hoy día porque el método de diseño actual no

aprovecha las bondades de análisis de este ensayo. Este caso se repite con otros materiales, donde la necesidad de adaptar los métodos de diseño a ensayos constitutivos del material se hace cada vez más necesario.

A esto se debe adicionar que, Costa Rica cuenta con una gran capacidad instalada para el análisis y diseño de mezclas asfálticas, de una forma moderna y científica, desde el compactador giratorio para el diseño de mezclas asfálticas Superpave, hasta los ensayos realizados con la ayuda del HVS, suponen mejoras enormes en el corto plazo para mejorar la calidad de la mezcla asfáltica, como un material más, dentro de la estructura de pavimento.

Es por esto, que es necesario disponer con metodologías de diseño que permitan aprovechar los avances que existen en cuanto al diseño de mezclas, aspecto que no consideran guías empíricas tradicionales como la AASHTO de 1993. Cambios en el betún asfáltico (grado de desempeño), incorporación de aditivos, mejoras de origen granulométrico y presión de contacto entre llanta y asfalto, son aspectos que no pueden considerarse en una guía empírica.

La falta de consenso es otro factor para considerar, ya que al no existir lineamientos oficiales sobre como diseñar un pavimento de forma mecanicista, muchos ingenieros utilizan el procedimiento y modelos que consideren convenientes, esto genera mucha incertidumbre al momento de validar y aceptar diseños estructurales de pavimentos.

Los diferentes proyectos que se han venido desarrollando en esta línea son parte fundamental dentro de un proyecto mayor, cuyo fin es crear las herramientas, plataformas informáticas, software, metodologías y conocimiento que en un futuro formen parte de un guía de diseño de pavimento mecanística-empírica para Costa Rica.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo General

- Desarrollar un procedimiento que permita el diseño de pavimentos flexibles y semirrígidos utilizando criterios mecanístico-empíricos provenientes de experiencias tanto a nivel nacional como internacional, aplicables a Costa Rica.

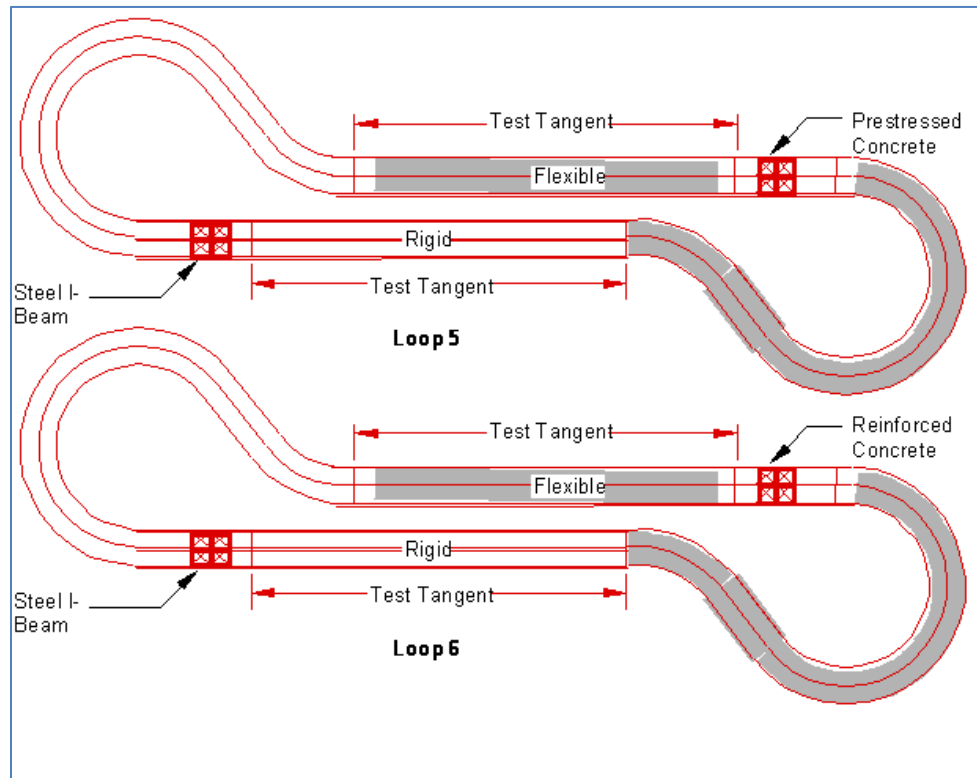


### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Realizar una revisión bibliográfica sobre las principales metodologías de diseño de pavimentos utilizadas a nivel internacional.
- Determinar metodologías de diseño de mayor validez técnica de acuerdo con el objetivo anterior y extraer los elementos más importantes que podrían aplicarse en el diseño de pavimentos en Costa Rica.
- Realizar una recopilación y revisión de los estudios realizados a nivel nacional en cuanto a propiedades dinámicas y estáticas de materiales para mezcla asfáltica, bases granulares, subbases granulares, bases estabilizadas y subrasantes.
- Proponer un algoritmo que permita relacionar los diferentes modelos, variables y procedimientos que permitan realizar un diseño de pavimento formal en Costa Rica considerando la experiencia adquirida en campo como en la mecánica de materiales en laboratorio.
- Sintetizar la información analizada mediante en un manual independiente que pueda ser utilizado como una guía de diseño de pavimentos para Costa Rica.

### 1.3 Antecedentes teóricos o prácticos del problema

A finales de los años 50s se realizó en Ottawa, Illinois un experimento de ensayo acelerado de pavimentos bajo condiciones de carga real llamado *AASHO Road Test*, financiado por varios entes estadounidenses entre lo que se pueden mencionar: *The State highway agencies*, *Manufacturers Association*, *The American Petroleum Institute*, y *the American Institute of Steel Construction*. Se construyeron 11,2 kilómetros de pavimentos a dos carriles (7 millas), con 836 secciones de prueba (U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2016). En la Figura1 se puede observar 2 de los 6 “*loops*” construidos.



**Figura1.** Loop 5 y loop 6 AASHO road test

Fuente. (National Research Council (U.S.). Highway Research Board, American Association of State Highway Officials, 1961)

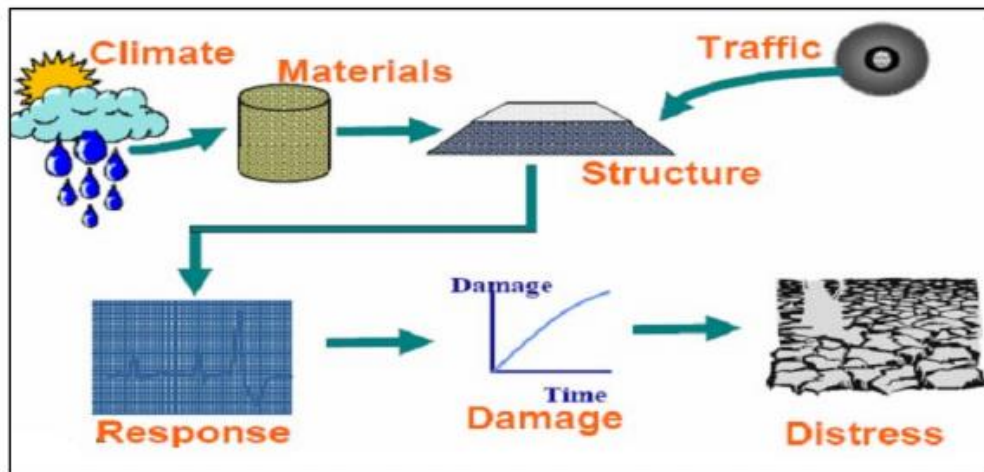
Este experimento brindó una serie de correlaciones empíricas sobre el deterioro de los pavimentos ensayados respecto a las condiciones de carga, clima y materiales utilizados en la construcción de las pistas de prueba. Con estas correlaciones se crearon ecuaciones que estiman los espesores de las diferentes capas que componen una estructura de pavimento (mezcla asfáltica, base granular, subbase y bases estabilizadas), considerando entre otros aspectos la pérdida de serviciabilidad (relacionado con el confort y calidad de la vía) y número estructural (aporte estructural de todas las capas), pilares de dicha metodología.

La primera guía fue publicada en 1961, posteriormente fue actualizada en 1972 y 1986 (Saldaña, 2013) para ampliar su aplicabilidad a otras condiciones y para incorporar conceptos como la confiabilidad y variabilidad, así como los coeficientes de drenaje. La versión de 1993 es una de las guías de diseño más conocidas a nivel mundial y donde se incorporaron conceptos como la rehabilitación de pavimentos y el uso de ensayos no destructivos.

Posterior a la publicación de la guía AASHTO de 1993 y de muchos cuestionamientos debido a la aplicabilidad de dicha guía, dado su carácter empírico, se publica la guía de diseño AASHTO MEPDG en el 2004, con la que se busca fundamentar los diseños utilizando las propiedades de los materiales. La MEPDG es una guía de diseño mecanística-empírica ampliamente extendida dentro de esta línea de pensamiento, en donde es posible obtener respuestas de los pavimentos utilizando conceptos fundamentales de la ingeniería mecánica (desplazamientos, esfuerzos y deformaciones) para los materiales utilizados. Además, toma en cuenta variables climáticas y como éstas afectan la integridad de los diferentes materiales que componen las capas superiores e inferiores, por ejemplo, temperatura en la carpeta asfáltica y humedad en las capas granulares.

A esto se debe adicionar que permite el uso de espectros de carga los cuales dan una mayor precisión del daño al que se ve sometido un pavimento, ya que se utiliza los ejes disponibles (simples, tándem, tridem) para diferentes niveles de carga (peso por eje), con lo cual es posible acumular el daño de una manera más precisa, respecto al eje equivalente tradicional. Sin embargo, un procedimiento de este tipo sólo puede llevarse a cabo con la ayuda de un software, ya que el computo en la acumulación de daño puede ser muy complejo. En la Figura 2 puede observarse una imagen con las variables que intervienen en el diseño de pavimentos de la MEPDG.

La parte empírica viene dada por la calibración de los modelos de desempeño, ya que al final del diseño se desea cumplir con umbral de agrietamiento por fatiga o una deformación plástica predeterminada, para garantizar un nivel de calidad y seguridad, determinados por cada agencia de transporte. Los modelos para predecir estos parámetros vienen dados por respuestas de laboratorio corregidos con observaciones en campo.

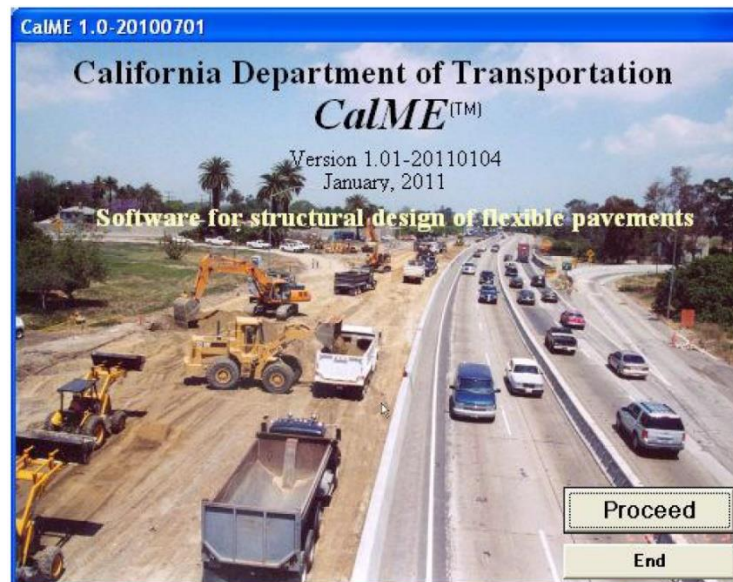


**Figura 2.** Representación gráfica de las variables consideradas en la MEPDG

Fuente. (Hall; Mainey 2009)

La CALME (*Caltrans Mechanistic-Empirical Software*), es un procedimiento que utiliza simulaciones de tipo Monte Carlo, con origen en California, Estados Unidos; desarrollado por el departamento de transporte de dicho estado. La CALME no es por si solo una guía, pero va más allá de un proceso de diseño mecánico-empírico, donde el fin es obtener el desempeño de una determinada estructura sometida a una serie de repeticiones finales y en donde por cada ciclo o período de análisis lo que se obtiene es una acumulación de daño. En el procedimiento empleado por la CALME se aplican muchos componentes de las guías mecánicas-empíricas, pero en cada período de análisis es posible incorporar algoritmos que predicen la pérdida en la capacidad de soporte del pavimento (método incremental-recursivo) (*University of California Pavement Research Center, California Department of Transportation Division of Research and Innovation, 2004*) y con esta información corregir las predicciones sobre el desempeño final de la estructura.

La CALME es una de las herramientas más completas en cuanto al diseño de pavimentos, sin embargo, para su implementación deben desarrollarse muchas calibraciones de los modelos utilizados con el propósito de obtener resultados favorables y la información disponible sobre el desarrollo del software es un poco limitada. En la Figura 3 se puede observar la interfaz del software CALME.



**Figura 3.** Captura Interfaz inicial del programa CALME

Fuente. (University of California Pavement Research Center, California Department of Transportation Division of Research and Innovation, 2004)

La guía de diseño sudafricana SAPEM (*South African Pavement Engineering Manual*) en su versión del 2013, es un conjunto de recomendaciones de carácter técnico, dividido en 12 capítulos (*The South African National Roads Agency LTD* 2013), abarcando desde aspectos relacionados con la investigación hasta el diseño de pavimentos. En el capítulo 9 y 10 se detallan los aspectos relacionados con el diseño de materiales para pavimentos y el diseño de la estructura de pavimento, respectivamente.

La filosofía de diseño de esta guía es mecanística-empírica, con una clasificación muy detallada de tipos de carreteras y especificaciones para cada tipo de carretera. Además, la guía brinda recomendaciones de espesores iniciales para cada material en función del tipo de ruta, por lo que es posible estimar estructuras preliminares de manera muy sencilla. Asimismo, brinda modelos y recomendaciones para estimar la vida ante la fatiga, deformación permanente de materiales granulares entre otros. Otra de la ventaja de esta guía es que incluye el diseño de materiales estabilizados con cemento y el diseño de pavimentos rígidos.

El manual de diseño para el Reino Unido, DMRB (*Design Manual for Road and Bridges*) en su versión de 1999, reúne un total de 15 volúmenes, abarcando muchos aspectos de la

ingeniería del transporte como, por ejemplo: diseño geométrico, control de tráfico, análisis económico, entre otros. En el Volumen 7, sección 2, se brindan una serie de recomendaciones para el diseño de pavimento, basado en nomogramas, curvas para estimar flujos vehiculares y espesores de las diferentes capas, considerando aspectos como, tipos de betún asfáltico y granulometría del agregado. También incluye recomendaciones para el diseño de pavimentos, sin embargo, en ambos casos de diseño, flexible y rígido, se puede observar que la filosofía de diseño es empírica.

El IMT-PAVE es una herramienta en Excel de cálculo para el diseño de pavimento publicado por el Instituto Mexicano del Transporte (ver Figura 4), está enfocada en pavimentos flexibles bajo el principio de espectro de daño (ley de Miner) y en respuestas del pavimento (Garnica; Hernández, 2013). Esto con el objetivo de obtener el daño acumulado para cada una de las cargas que transitan sobre una determinada carretera. Para estimar daño inducido en cada eje se consideran dos ecuaciones, una para fatiga y otra para deformación permanente.

**TRÁNSITO**

TDPA (veh/día) = 5000

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR:

SENTIDO (FDS) = 0.5

CARRIL (FDC) = 0.5

HORIZONTE DE PROYECTO

Vida (años) = 20

Tasa crecimiento (%) = 3

	Porcentaje representativo %	Num de repeticiones promedio (Ejes/Año)
SENCILLO	42.7	214,543
DUAL	17.1	85,817
TANDEM	36.6	183,894
TRIDEM	3.7	18,389

IMT PAVE 1.1

Bienvenido al software de diseño de pavimentos  
IMT PAVE Versión 1.2.  
Derechos Reservados 2013

Aviso Legal. El IMT no se hace responsable por el uso indebido de esta herramienta

**Figura 4.** Interfaz inicio IMT-PAVE

Fuente. (Hernández, 2013)

En el 2003 se publicó en Colombia el Libro “Diseño Racional de Pavimentos” (Reyes, 2003), en el que se reúne una serie de recomendaciones de técnicas y didácticas para el análisis de estructuras de pavimentos, siguiendo el principio de diseño mecanicista desarrollado por *Laboratoire central des ponts et chaussées* (LCPC) en Francia. Dicho libro considera

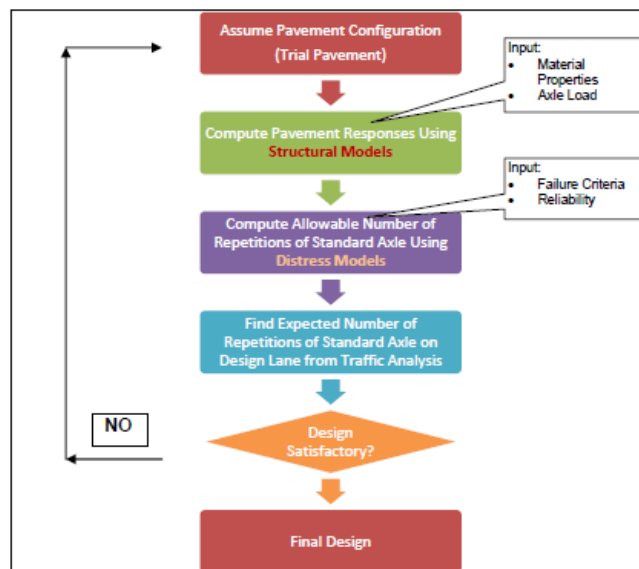
aspectos básicos del análisis de pavimentos, como las teorías de Boussinesq y fórmulas de Westergard, por mencionar algunos, así como aspectos avanzados en el diseño de pavimentos.

Es importante destacar que en esta guía la verificación final se basa en obtener deformaciones y esfuerzos máximos permisibles para cada una de las capas que componen la estructura y comparar con los valores obtenidos de un software de multicapa elástica o similar, en lugar de estimar las respuestas (deformaciones, desplazamientos y esfuerzos) y predecir cómo evoluciona el daño como lo hace la MEPDG y otras guías similares.

La *Austroads* es una asociación de agencias de transporte, cuyo propósito es mejorar la calidad del transporte de Australia y Nueva Zelanda. Poseen muchas publicaciones relacionadas con la ingeniería del transporte, por ejemplo: puentes, barreras de contención, diseño geométrico, planificación, pavimentos, entre otros.

En la sección de tecnologías de los pavimentos, parte 2 (Austroads, 2012) se describen los principios utilizados para el diseño, en el cual se incluyen conceptos mecanísticos para pavimentos flexibles y métodos empíricos para materiales con superficie de ruedo de tipo granular. La guía recomienda valores, el uso de gráficos y especificaciones para las propiedades de los materiales, además incluye ecuaciones para verificar deformaciones y fatiga en mezclas asfálticas y bases cementicias.

Nigeria ha realizado sus esfuerzos en el diseño de pavimentos, enfocados a un análisis tipo mecanístico-empírico NEMPADS (*Nigeria Empirical and Mechanistic Pavement Analysis and Design System*). En el documento *Highway Manual Part1: Design*, se explican los diferentes conceptos para alcanzar un diseño de pavimentos mecanístico satisfactorio. El manual recomienda espesores mínimos para cada capa en función del tráfico, del cual se puede mencionar el uso del eje equivalente estándar (eje simple, dual de 8,2 toneladas) (Federal Ministry of Works, 2013). En la Figura 5 se puede observar un flujograma con la secuencia para realizar y validar un diseño mecanicista.



**Figura 5.** Flujograma para el diseño mecanicista de Nigeria

Fuente. (Federal Ministry of Works, 2013)

La guía recomienda realizar una verificación de cantidad de ejes equivalentes en el período de diseño, respecto a modelos utilizados en otros países, para esto se realizaron estudios comparativos con nueve modelos de fatiga y siete de ahuellamiento, para al final recomendar un modelo de fatiga y uno para ahuellamiento a utilizar en el NEMPADS.

Como parte de los avances realizados en Costa Rica en la línea de pensamiento del diseño mecanístico-empírico, se han realizado diversos estudios para la obtención de las propiedades adecuadas de los materiales asfálticos y granulares, y como estos pueden ser utilizados en el diseño de pavimentos. Es por este motivo que el 2014 se publicó el documento “Recomendaciones Técnicas para el Diseño Estructuras de Pavimentos Flexibles con la Incorporación de Criterios Mecánico-Empírico” (Arias, 2014). En dicho documento se plantean algunos modelos de la MEPDG y recomendaciones sobre su uso, con el propósito de introducir el tema a varios sectores enfocados a construcción y gerencia de pavimentos. Además, en dicho trabajo se brindan umbrales máximos para daño acumulado por fatiga y ahuellamiento.

En ese mismo año inician los trabajos en el documento “Propuesta para una guía de diseño de pavimentos” (Arias; Loría, 2014), el cual expone el concepto de crear estructuras iniciales



a partir de la Guía de la AASHTO 1993 y posteriormente someter esos diseños preliminares a un proceso de verificación mecanístico-empírico, con el uso de herramientas creadas en Costa Rica, para estimar módulos dinámicos de mezclas asfálticas y respuestas elásticas de pavimentos. Todo esto asociado a tres categorías de diseño, siendo la “1”, la más estricta y la “3” la recomendada a caminos de bajo volumen. Sin embargo, se decide ampliar el alcance de este proyecto con proyectos de investigación posteriores, similares al de la presente propuesta, con el objetivo de crear una metodología más robusta e incluir otros aspectos que se consideren necesarios.

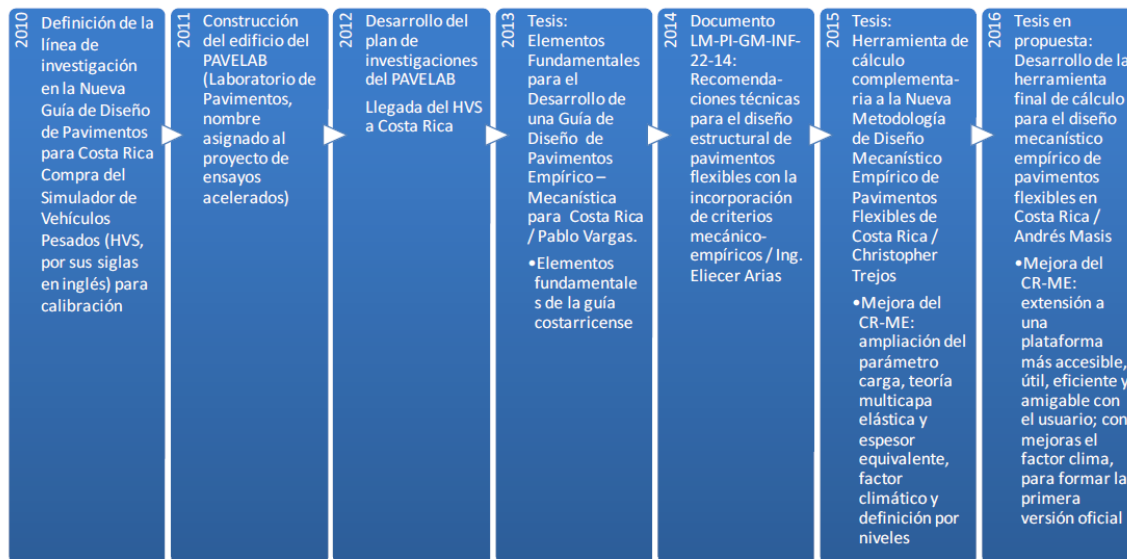
Como parte de un trabajo de graduación en el año 2015, se crea el proyecto “Herramienta de Cálculo Complementaria a la Nueva Metodología de Diseño Mecanístico Empírico de Pavimentos Flexibles de Costa Rica” (Trejos, 2015), con el propósito de iniciar la creación de instrumentos que permitan ser de ayuda en el diseño mecanístico-empírico, ya que el cómputo en este tipo de diseño puede ser muy extenso, dependiendo de los intervalos de análisis y de otros elementos como los espectros de carga. Esta herramienta se creó en el software Microsoft Excel, siguiendo los lineamientos básicos de la MEPDG (*National Cooperative Highway Research Program, 2004*) y la Propuesta para una guía de diseño de pavimentos (Arias; Loría, 2014), ver Figura 6.



**Figura 6.** Interfaz Inicial CR-ME

Fuente.(Trejos, 2015).

En la Figura 7 se resume el proceso que se ha seguido en los años anteriores en busca de generar una guía de diseño de pavimentos mecanístico-empírica, cuyos esfuerzos han sido liderados por profesionales del LanammeUCR.



**Figura 7.** Proceso de definición de la Guía de Diseño Mecanístico-empírica de Costa Rica

Fuente. (Loría et al., 2015).

## 1.4 Delimitación del problema

### 1.4.1 Alcances

- En el presente proyecto se realizó una revisión exhaustiva de guías de diseño internacionales, con amplia trayectoria y principios elementales del diseño mecanístico-empírico de pavimentos.
- La revisión incluyó el material oficial escrito, así como investigaciones asociadas con el propósito de tener una visión mucho más amplia de la metodología utilizada en cada guía de diseño.
- Se consideró recomendable revisar a profundidad las siguientes guías de diseño, dada su trayectoria y conocimiento a nivel mundial:

1. Guía de diseño estadounidense: *MEPDG 2004. "Mechanistic Empirical Design Guide"* y guías derivados.

- MEPDG, 2004.

- Guía interina de AASHTO, 2008.
  - Guía de la AASHTO del 2015.
2. Guía de diseño del estado de California de los Estados Unidos: *CALME*.  
*“Caltrans Mechanistic-Empirical Software for the Structural Design of Flexible Pavements”*.
- Con la presente revisión se formuló una propuesta de guía de diseño mecanístico-empírica para el diseño de pavimentos en Costa Rica, aplicable a pavimentos flexibles y semirrígidos, se excluye de este proyecto los pavimentos rígidos.

#### 1.4.2 Limitaciones

- Al tratarse de guías de diseño internacionales y con metodología distintas, no se cuenta en Costa Rica con todos los datos necesarios para que sean aplicada tal cual son detalladas, sin embargo, se realizaron los ajustes necesarios para poder realizar los cálculos y estimaciones correspondientes de forma satisfactoria.
- Se utilizaron las principales referencias bibliográficas internacionales y nacionales sobre las guías mencionadas, sin embargo, se cuenta con la suficiente información para realizar una propuesta práctica y aplicable en el contexto de Costa Rica.
- El procedimiento planteado permite el diseño de pavimentos flexibles y semirrígidos, se excluyen los pavimentos rígidos, no obstante, estos últimos son poco comunes en Costa Rica y podrían ser abordados en otros proyectos.

#### 1.5 Marco metodológico

La metodología utilizada se basó principalmente en revisiones bibliográficas internacionales, en busca de elementos que puedan ser de interés para una guía de diseño en Costa Rica, en vista de obtener un procedimiento o algoritmo robusto que involucre, tránsito, clima, desempeño de materiales, especificaciones y daño recursivo e incremental.

En una primera etapa se realizó una revisión general de guías mecanísticos-empíricas que sigan la línea de pensamiento de otros trabajos de investigación realizados en el LanammeUCR. Esto con el propósito de enriquecer el conocimiento general sobre la variabilidad de conceptos y elementos que pudieran ser incorporados dentro de un proceso de diseño mecanístico-empírico.

En una segunda etapa se revisaron guías de diseño con una amplia trayectoria y que, además, contengan componentes deseados en una guía de diseño para Costa Rica. Estas guías fueron punto clave ya que se realizó un análisis profundo de todos los aspectos considerados en el diseño de pavimentos, en su nivel más alto o el equivalente al nivel “1” que se menciona en el documento “Recomendaciones Técnicas para el Diseño Estructuras de Pavimentos Flexibles con la Incorporación de Criterios Mecánico-Empírico” (Arias, 2014). Con esto se logró un alto entendimiento de cada uno de los procedimientos expuestos en las guías seleccionadas.

En la tercera etapa se realizaron pruebas prácticas sobre la aplicabilidad de los conceptos relevantes. Para esto se realizaron diseños de pavimentos con el objetivo de llevar a la práctica los conceptos que explican cada una de las guías. En la medida de lo posible se dio prioridad a datos de carreteras costarricenses para la aplicación de modelos o procedimientos.

Posteriormente, se incorporaron los elementos más destacados de las guías revisadas y que complementan los procedimientos actuales. Esto permitió crear un algoritmo más completo, que considera variables y modelos de otras guías de guías y permite utilizar la experiencia nacional en el diseño de pavimentos y con esto guiar mejor a los diseñadores.

Dicho algoritmo muestra como intervienen los diferentes elementos considerados dentro del diseño de pavimento, (tráfico, clima, materiales, desempeño), en qué orden deben ser considerados y que productos tienen dependencia de otros, incluida la información que debe ser suministrada de previo ya que, el proceso de diseño de pavimentos mecanicista es de tipo iterativo, donde los intervalos de análisis e iteraciones juegan un papel muy importante. También se incorporaron calibraciones preliminares para algunas funciones de transferencia, utilizando datos del HVS del LanammeUCR.

Además, se recomendaron y compilaron todos los modelos que deberían ser incorporados dentro de un proceso de diseño formal, tanto nacionales o internacionales, lo que permite actualizar modelos de forma paulatina conforme se avanza en la calibración de modelos para Costa Rica.

Esto permitió crear los insumos necesarios para buscar la oficialización de una guía de diseño para Costa Rica, que sumado a los trabajos que se han venido desarrollando a nivel de

software y bases de datos en línea por medio de otros trabajos, permitirá crear en un futuro muy cercano una guía de diseño mecánica-empírica acompañada de una herramienta de software moderna y eficiente.

## 2 Marco Teórico.

### 2.1 Generalidades del diseño de pavimentos

El diseño de pavimentos tradicionalmente se ha enfocado en poder determinar espesores de pavimento basados en criterios empíricos como los de la Guía de la AASHTO de 1993, sin embargo, actualmente existen ensayos de laboratorio que permiten determinar de una mejor manera las propiedades mecánicas de los materiales, basados en propiedades muy utilizadas en la ingeniería civil como: esfuerzo, deformaciones, módulo de Young, etc. El conocimiento y entendimiento de estas propiedades brinda la oportunidad de avanzar hacia guías de diseño más avanzadas que permitan comprender mejor lo que sucede con los pavimentos.

Es por este motivo que se ha decidido investigar a profundidad guías de diseño de pavimentos que brinden importantes avances en modelar e interpretar lo que sucede con las estructuras de pavimento y que además sean compatibles con la capacidad instalada en Costa Rica.

Una de las guías modernas que posee un amplio recorrido es la guía Mecanística empírica de los Estados Unidos ya que cuenta con ediciones del 2004 a la fecha, pasando por la MEPDG-2004 (NCHRP, 2004), múltiples investigaciones y revisiones, publicaciones por parte de la AASHTO en el 2008 con su manual *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide ~ A Manual of Practice* (AASHTO, 2008) como guía interina, y actualizaciones futuras de manuales de uso como el del 2015 (AASHTO, 2015). Hasta finalmente llegar al software de diseño bajo la modalidad de licenciamiento llamado *AASHTOware Pavement ME Design*, que recopila los avances mencionados anteriormente (AASHTO, 2019)

Otra de las guías de mayor relevancia técnica es la CALME del estado de California, Estados Unidos. Esta Guía de diseño Mecanística-Empírica posee como mayor diferenciador la utilización del daño incremental-recursivo en las propiedades del material para predecir el desempeño del material. Esto quiere decir que, en cada ciclo de estimación de daño, las propiedades del material son actualizadas de acuerdo con este, para reflejar de una manera más precisa el daño global de la estructura conforme avance la simulación (Villacorta, 2013).

Este concepto de diseño se encuentra liderado por el Centro de Investigación en Pavimentos de la Universidad de California (University of California Pavement Research Center,

UCPRC). La aplicabilidad del concepto viene acompañada de forma obligatoria a través del software del mismo nombre, CALME, evolucionando desde su versión 1 para uso en forma local, hasta su versión 3 para su funcionamiento en línea. A pesar de que existen muchas publicaciones al respecto, es difícil realmente conocer cómo funciona el algoritmo interno de diseño.

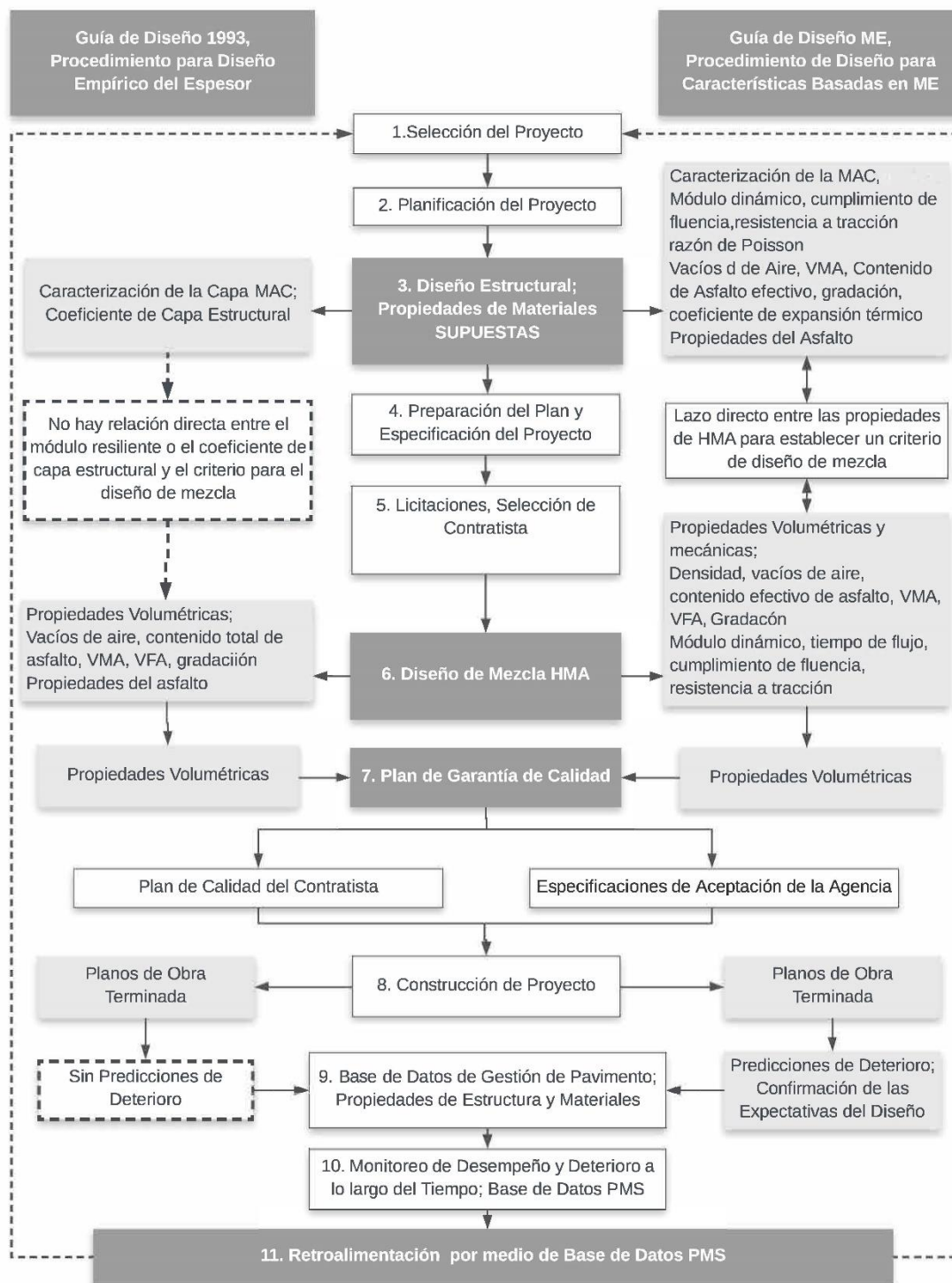
## 2.2 Guías analizadas

### 2.2.1 Guía de diseño Mecánico Empírico de los Estados Unidos de América, AASHTO

#### 2.2.1.1 Generalidades

El objetivo global del diseño Mecánico Empírico de pavimentos AASHTOWare es brindar a la comunidad ingenieril una herramienta aplicable al estado de práctica para el diseño y análisis de estructuras de pavimentos nuevas y rehabilitadas, basándose en principios mecánico-empíricos.

En la Figura 8 se pueden observar las principales diferencias que se encuentran entre la Guía de la AASHTO de 1993 y la Guía de Mecánica-empírica de la AASHTO. En donde se puede destacar las propiedades de los materiales y la caracterización de las capas que componen la estructura de pavimento.



**Figura 8.** Diferencias entre el diseño empírico de la AASHTO de 1993 vs el ME

Fuente. (AASHTO, 2015)



Esto implica que el procedimiento de diseño y análisis calcula la respuesta del pavimento (deformaciones, esfuerzos y deflexiones) y usa esas respuestas para calcular el daño incremental sobre el tiempo. El procedimiento empíricamente relaciona el daño acumulado con daños observados en el pavimento (deterioros) en donde se utiliza un proceso iterativo que sigue tres pasos básicos (AASHTO, 2015):

1. Crear una estructura base o “semilla” para el proyecto.
2. Ejecutar el diseño mecanístico-empírico para predecir los daños en base la estructura semilla.
3. Revisar el desempeño predicho en la estructura a revisar contra criterios de desempeño y modificar el diseño de prueba según sea necesario, para producir una estructura factible que satisfaga los criterios establecidos.

Las respuestas del pavimento (deformaciones, esfuerzos y deflexiones) se combinan con otros parámetros, tráfico, clima, y materiales para predecir el progreso del daño. Estos resultados son la base para verificar la idoneidad del diseño de prueba.

El enfoque de la MEPDG hace posible la optimización del diseño e intenta predecir que distintos tipos de daño sean limitados a valores menores que el criterio de falla dentro de la vida de diseño de la estructura del pavimento.

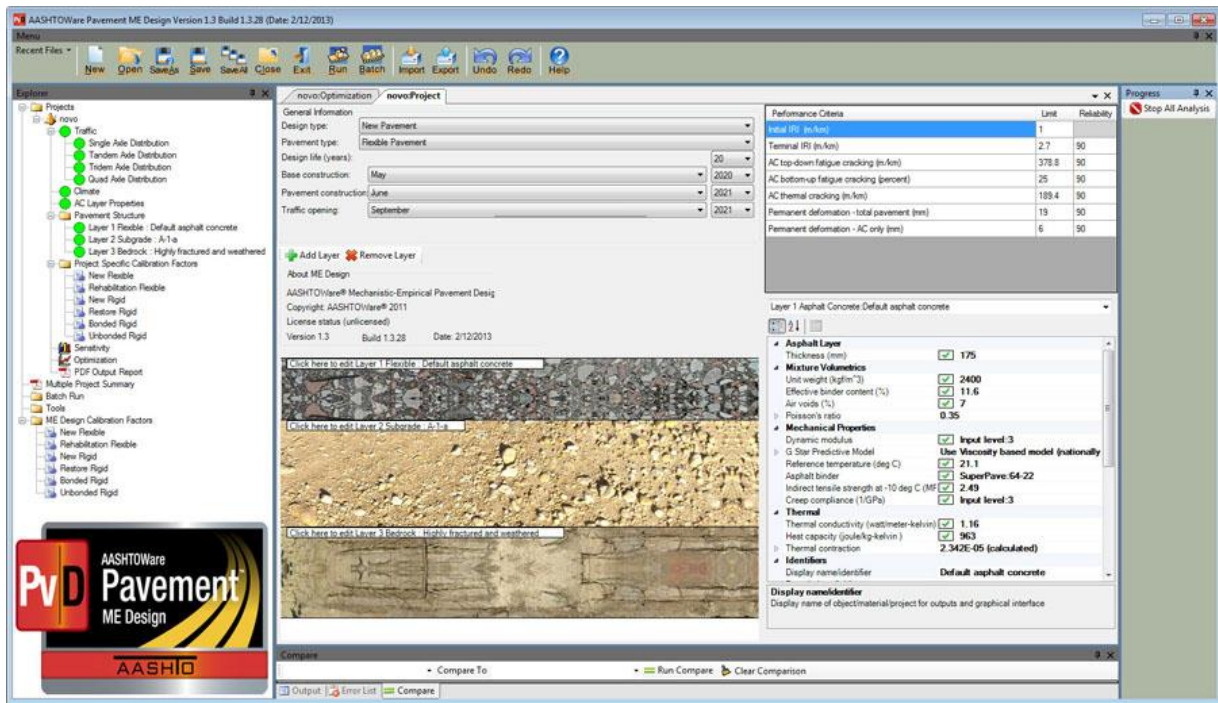
Los pasos básicos incluidos en el proceso de diseño MEPDG se enlistan en las siguientes líneas (AASHTO, 2015):

1. Seleccionar una estrategia para el diseño de la estructura semilla. El diseñador del pavimento puede usar un procedimiento de diseño específico para determinar la sección transversal de la estructura.
2. Seleccionar el criterio apropiado para el indicador de desempeño (valor límite) y el nivel de confiabilidad de diseño para el proyecto. El diseño o criterio para el indicador de desempeño debe incluir magnitudes de daños de pavimento. Estos criterios pueden ser parte de la política de una administración para decidir cuándo rehabilitar o reconstruir.
3. Obtener todas las variables de entrada para el diseño inicial del pavimento en consideración. Este paso puede ser un esfuerzo que requiere mucho tiempo, pero es

lo que separa el MEPDG de otros procedimientos de diseño. Esto permite al diseñador determinar las variables de entrada utilizando una estructura jerárquica en la que se selecciona el “esfuerzo requerido” para cuantificar una variable de entrada, en función de: la importancia del proyecto, la importancia de la variable de entrada y los recursos a disposición del usuario. Las variables de entrada requeridas para ejecutar el diseño pueden obtenerse usando uno de los tres niveles jerárquicos y no necesitan ser consistentes para todas las variables de entrada en un diseño dado. Las entradas se agrupan en seis temas generales: información general del proyecto, criterios de diseño, tráfico, clima, capas de estructura y propiedades de los materiales.

4. Iniciar el diseño y examinar las variables de entrada y resultados para razonabilidad ingenieril. El software AASHTOWare calcula los cambios en las propiedades de la capa, el daño, los deterioros y el Índice de rugosidad internacional (IRI) durante la vida útil del diseño. Los componentes para el paso 4 incluyen:
  - a. Examinar las variables de entrada para asegurarse de que sean correctas y lo que pretendía el diseñador.
  - b. Examinar los resultados que comprometen el proceso intermedio: parámetros específicos, como valores climáticos, valores de módulo de capa mensual para análisis de pavimento para determinar su razonabilidad.
  - c. Evaluar si el diseño inicial ha cumplido cada uno de los criterios del indicador de desempeño, para el nivel de confiabilidad de diseño elegido en el proyecto.
  - d. Si alguno de los criterios no se ha cumplido, determine cómo se puede remediar esta deficiencia alterando los materiales utilizados, las capas de materiales, el grosor de la capa u otras características de diseño.
5. Revise el diseño inicial, según sea necesario. Si el diseño de prueba tiene errores en las variables de entrada, anomalías en los resultados del material o ha excedido los criterios de falla en el nivel de confiabilidad dado, modifique las variables y vuelva a ejecutar el programa o proceso de diseño. En la práctica el diseño mecánico de pavimentos AASHTOWare realiza un proceso automatizado para iterar a un espesor óptimo para producir un diseño factible.

A medida de ejemplo en la Figura 9, se muestra una captura de la pantalla del software AASHTOWare, en donde se pueden observar algunos de los módulos que componen la interfaz.



**Figura 9.** Vista General Software AASHTOWare

Fuente. (AASHTO, 2019)

### 2.2.1.2 Principales aspectos de diseño

Los componentes principales de la guía de diseño mecánica-empírica contempladas en la AASHTOWare se detallan a continuación:

#### Clima

Una mejora importante para el diseño del pavimento que se integra en el diseño mecánico empírico de la AASHTOWare es la consideración de los efectos climáticos en los materiales del pavimento, las respuestas y el daño de manera integrada. Estos efectos se estiman utilizando el Modelo Climático Integrado Mejorado (EICM), que es una herramienta utilizada para modelar la temperatura y la humedad dentro de cada capa de pavimento y la base.

Este modelo climático considera los datos climáticos ambientales por hora en forma de temperaturas, precipitación, velocidad del viento, cobertura de nubes y humedad relativa de las estaciones meteorológicas en los Estados Unidos para estimar las temperaturas y las condiciones de humedad de la capa del pavimento. Las predicciones de temperatura y humedad de la capa del pavimento del EICM se calculan por hora y se utilizan en una variedad de aplicaciones para estimar las propiedades del material para las capas de cimentación y pavimento a lo largo de la vida útil del diseño.

### **Tráfico**

La caracterización del tráfico consiste en estimar las distribuciones de carga por eje aplicadas a la estructura del pavimento (espectro de carga). El MEPDG no utiliza cargas equivalentes de un solo eje (ESAL) y no requiere el desarrollo de factores de equivalencia de carga. Para esto el software toma cada eje de los vehículos con su carga respectiva y estima respuestas de la estructura, con base en las propiedades de cada material. Con estas respuestas y las ecuaciones de daño fatiga, es posible determinar el espectro de daño para cada eje.

### **Propiedades de los materiales**

La caracterización de materiales es una parte importante de este procedimiento de diseño y el módulo es la propiedad más importante para todas las capas en la estructura del pavimento. En la práctica, las capas de pavimento y los suelos no ligados se caracterizan por un módulo elástico, mientras que las capas de HMA se caracterizan por un módulo dinámico.

Dependiendo de la disponibilidad de datos de módulo, el usuario tiene la opción a través de diferentes niveles de jerarquía para ingresar valores de módulo resiliente obtenidos de las pruebas o utilizar otras entradas de propiedades de material que se convierten en valores de módulo resiliente (relaciones).

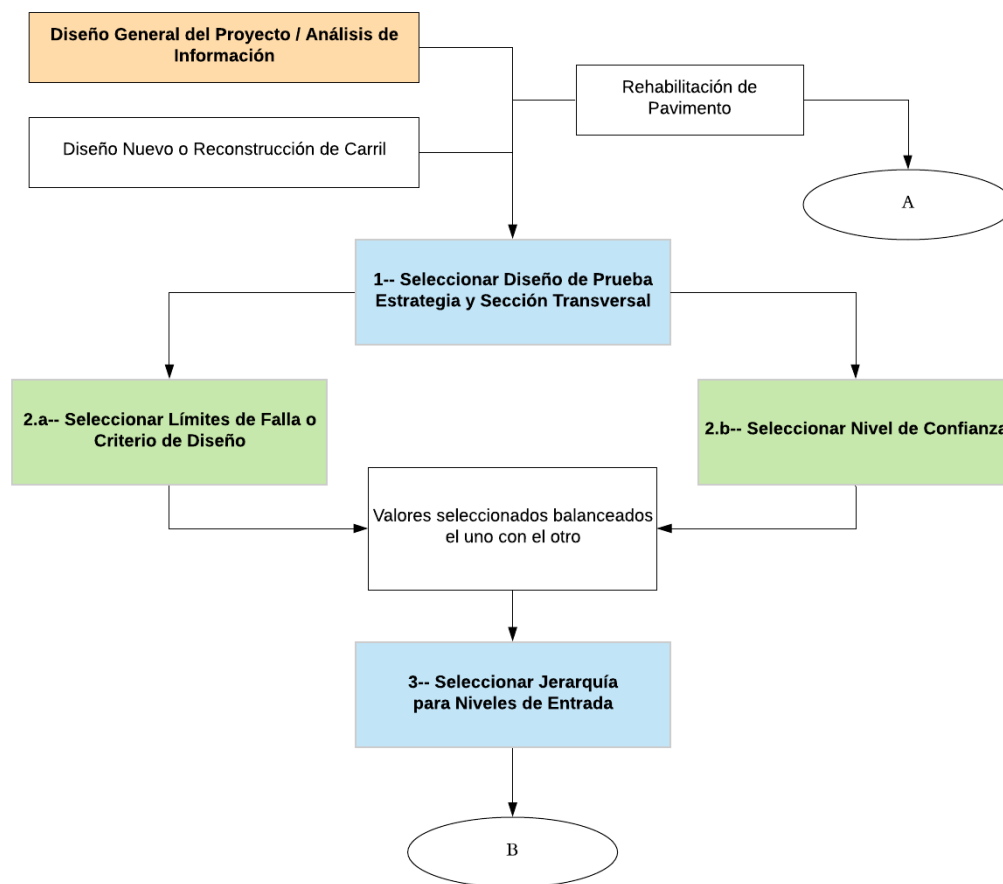
### **Desempeño de los pavimentos**

En esta etapa del proceso de diseño se realiza el análisis estructural y las predicciones de los indicadores de desempeño seleccionados. El enfoque de análisis es iterativo, como ya se mencionó, e inicia con la selección de un diseño de prueba. Los diseños iniciales son creados por el diseñador, obtenidos de un procedimiento de diseño existente o de un catálogo general.

La estructura se analiza gradualmente a lo largo del tiempo, utilizando los modelos de respuesta al pavimento y el concepto de acumulación de daño por ley de Miner. Los resultados del análisis incluyen las propiedades del material, el daño acumulado, la cantidad de daño en el tiempo, así como la relación que tienen estos con los deterioros esperados (área agrietada, grietas longitudinales, ahuellamiento e IRI).

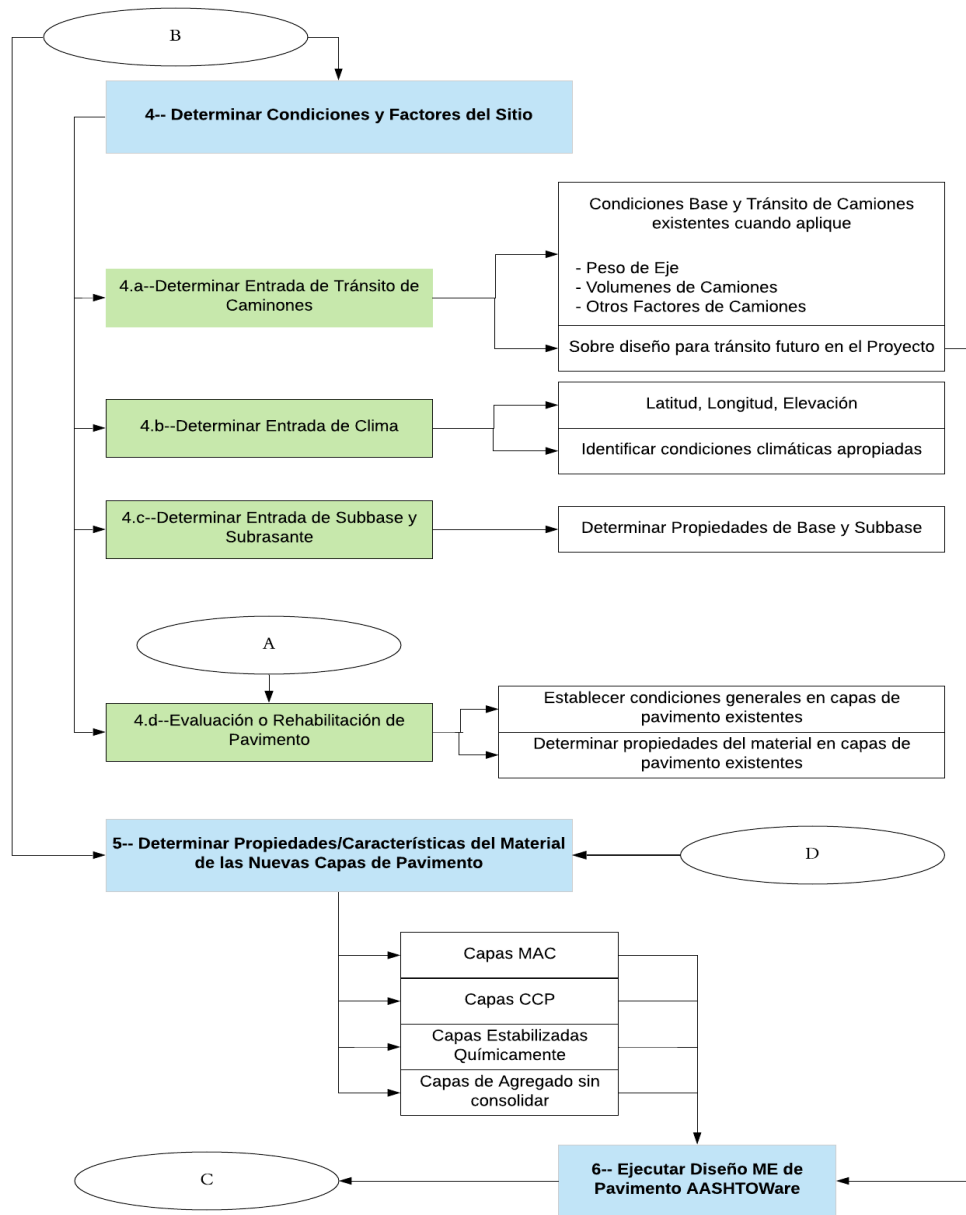
### 2.2.1.3 Componente de diseño

En la Figura 10, Figura 11 y Figura 12 se detallan los componentes de que componen la Guía mecanístico-empírico de la AASHTO (AASHTO, 2015).



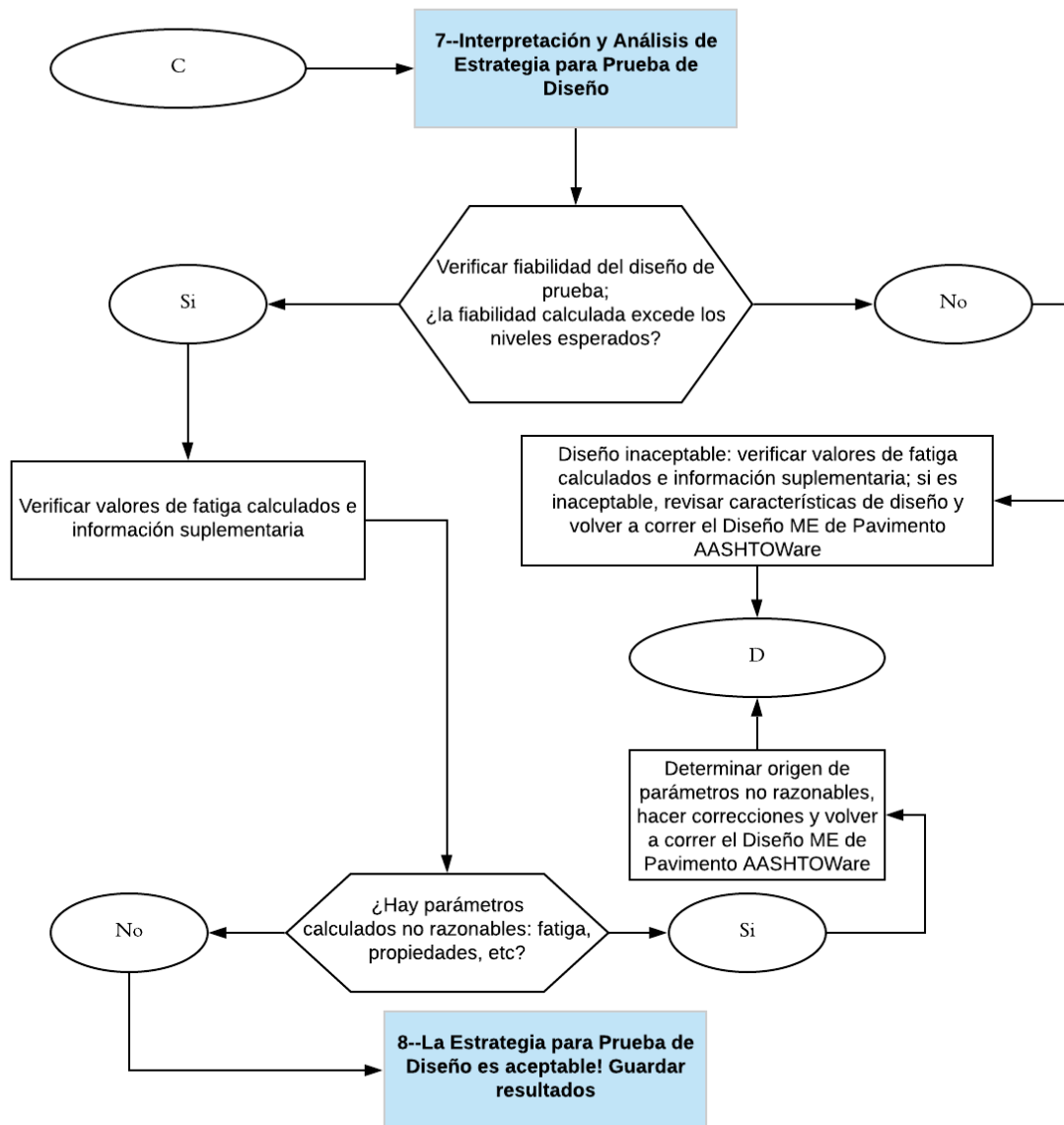
**Figura 10.** Resumen proceso de diseño según el AASHTOWare, parte a

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020



**Figura 11. Resumen proceso de diseño según el AASHTOWare, parte b**

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020



**Figura 12. Resumen proceso de diseño según el AASHTOWare, parte c**

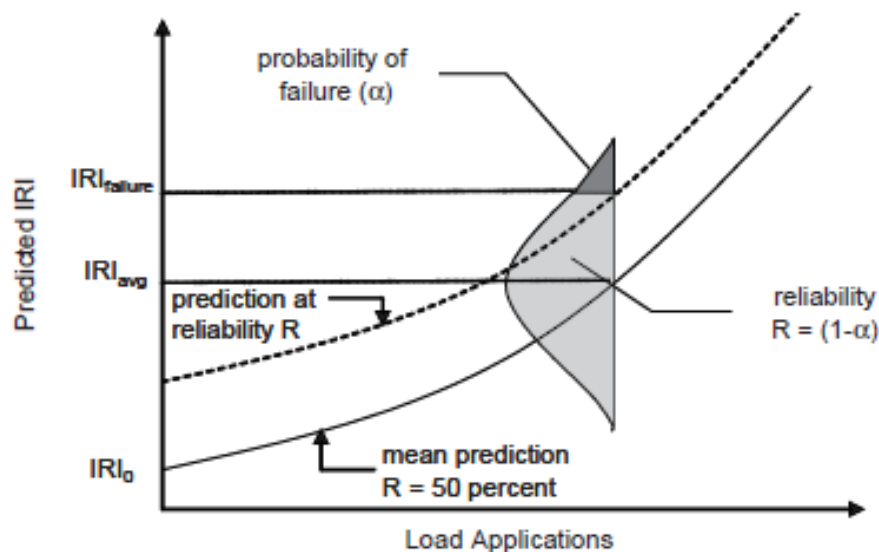
Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020

## Confiabilidad

La confiabilidad que se ha incorporado en el diseño SE ME ha considerado de forma uniforme y consistente para todo tipo de pavimentos. Adicionalmente, un diseñador puede especificar el nivel deseado de confiabilidad para cada tipo de deterioro y rugosidad. El nivel de fiabilidad del diseño podría relacionarse con la consecuencia general de alcanzar la condición terminal antes de la vida de diseño, lo cual es lo que desea evitar.

Los niveles de confiabilidad seleccionados para el diseño pueden variar según tipo de deterioro o puede permanecer constante para cada uno de ellos. La fiabilidad se puede seleccionar en función del tipo deterioro y el error estándar del modelo de predicción de deterioro. En todos los casos se recomienda utilizar criterios de razonabilidad y criterio ingenieril. Dado que la fiabilidad puede significativamente impactar las predicciones del pavimento, es aconsejable consultar a todos los interesados antes de seleccionar un valor.

Los modelos de deterioro que se muestra en la guía son valores promedio (50% de confiabilidad), por lo tanto, para aumentar la fiabilidad de la predicción se puede utilizar el error asociado en cada modelo de deterioro y aplicar el concepto de confiabilidad, según como se muestra en la Figura 13.



**Figura 13.** Concepto de confiabilidad aplicado al IRI

Fuente. (AASHTO, 2015)



Para esta guía el nivel de confiabilidad puede ser seleccionando según el tipo y uso de la ruta como se muestra en la Tabla 1.

**Tabla 1.** Valores de confiabilidad recomendados por la AASHTOware

<b>Clasificación funcional</b>	<b>Nivel de confiabilidad</b>	
	<b>Urbano</b>	<b>Rural</b>
Interestatal/ Autopistas	95	95
Troncales principales	90	85
Colectores	80	75
Locales	75	70

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020

### Límites de falla

Los límites de falla considerados para esta guía según la versión de la AASHTO del 2015 se muestran en la Tabla 2. Esto permite analizar los tipos de deterioros considerados, los cuales ya se han mencionado previamente y que cantidad de ese deterioro, se considera como un valor límite aceptable dentro del período de diseño.

Esta tabla es de suma importancia, porque muestra los valores que condicionan el diseño a ejecutar, donde cada uno de los umbrales debe de cumplirse para poder considerar que el diseño es técnicamente satisfactorio. Además, es importante recalcar, que estos valores, es considerando el componente de confiabilidad.

**Tabla 2.** Criterios de falla recomendados por la AASHTOware para pavimentos flexibles

<b>Criterio de desempeño</b>	<b>Tipo de ruta</b>	<b>Criterio límite</b>
Cuero de lagarto (Grietas de abajo hacia arriba)	Interestatal	10% área del carril
	Primaria	20 % área del carril
	Secundaria	35 % área del carril
Ahuellamiento (deformación permanente en las huellas vehiculares)	Interestatal	7,4 mm (0,40 pulgadas)
	Primaria	12,7 mm (0,50) pulgadas
	Otras (velocidad <45mph)	16,5 mm (0,65 pulgadas)
	Interestatal	95 m/km (500 pies/milla)

Criterio de desempeño	Tipo de ruta	Criterio límite
Grietas transversales (grietas de arriba hacia abajo)	Primaria	133 m/km (700 pies/milla)
	Secundaria	133 m/km (700 pies/milla)
IRI	Interestatal	2,5 m/km (160 pulgadas/milla)
	Primaria	3,2 m/km (200 pulgadas/milla)
	Secundaria	3,2 m/km (200 pulgadas/milla)

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020

### Selección de parámetros acorde al nivel jerárquico

El nivel de entrada por jerarquías que se incluye en la MEPDG es un esquema de entrada que se utiliza para clasificar el conocimiento requerido por el diseñador según el tipo de ruta. Hay tres niveles disponibles para determinar los valores de entrada para la mayoría de los parámetros de material y tráfico.

La siguiente lista define cada nivel de entrada jerárquico que puede usar el diseñador:

- **Nivel de entrada 1:** En esta categoría de análisis es deseable que cada parámetro de entrada se mida directamente y sea específico del sitio o proyecto. Este nivel representa el mayor conocimiento sobre el parámetro de entrada, pero tiene los costos más altos de pruebas y recolección de datos para determinar el valor por utilizar en el diseño. El Nivel 1 debe usarse para diseños de pavimento que tengan características inusuales del sitio, materiales o condiciones de tráfico que estén fuera del espacio de inferencia utilizado para desarrollar las correlaciones y los valores predeterminados incluidos para los niveles de entrada 2 y 3.
- **Nivel de entrada 2:** el parámetro de entrada se estima a partir de correlaciones o ecuaciones de regresión. En otras palabras, el valor de entrada se calcula a partir de otros datos o parámetros específicos del sitio que son menos costosos de determinar.

El nivel de entrada 2 también puede representar valores regionales medidos que no son específicos del proyecto.

- **Nivel de entrada 3:** el parámetro de entrada se basa en los valores "mejor estimados" o predeterminados. Las entradas de nivel 3 se basan en valores predeterminados globales o regionales: el valor medio de un grupo de datos con características similares. Este nivel de entrada tiene el menor conocimiento sobre el parámetro de entrada para el proyecto específico (mayor variabilidad), pero tiene los costos más bajos de pruebas y recopilación de datos.

A continuación, se muestran algunas propiedades de materiales que considera la guía de la AASHTO en su versión del 2015 (AASHTO, 2015).

#### **Niveles de entrada 2 y 3 para materiales estabilizados**

- **Agregado tratado con cemento**

$$E = 57000 * \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

Donde

E= módulo de elasticidad en psi

$f'_c$ =Resistencia a compresión en psi, según AASHTO T22

- **Suelo cemento**

$$E = 1200 * q_u \quad (2)$$

Donde

E= módulo de elasticidad en psi

$q_u$ =Resistencia a compresión inconfiada en psi, según ASTM D1633

- **Cenizas volantes-cal-cemento**

$$E = 500 * q_u \quad (3)$$

Donde

E= módulo de elasticidad en psi

$q_u$ =Resistencia a compresión inconfiada en psi, según ASTM C593

$$E = 500 * q_u \quad (4)$$

- **Suelos estabilizados con cal**

$$M_r = 0,124 * q_u + 9,98 \quad (5)$$

Donde

$M_r$  = módulo resiliente en ksi

$q_u$  = Resistencia a compresión inconfiada en psi, según ASTM D5102

### **Niveles de entrada 2 y 3 para materiales granulares y suelos**

En la siguiente tabla se muestran algunas recomendaciones sobre cómo obtener las propiedades de los materiales granulares y suelos para los niveles de entrada 2 y 3.

**Tabla 3.** Recomendaciones para parámetros de entrada en materiales granulares y suelo en los niveles 2 y 3

<b>Propiedad</b>	<b>Fuente</b>		<b>Norma</b>
	<b>Prueba de laboratorio</b>	<b>Estimación</b>	
Modulo resiliente		X	Ecuaciones de referencia o valores de tabla, por ejemplo los valores de la tabla 4
Poisson		X	Valores nacionales
Densidad máxima seca		X	Con base en granulometría, índice plástico y líquido
Humedad óptima		X	Con base en granulometría, índice plástico y líquido
Gravedad específica		X	Con base en granulometría, índice plástico y líquido
Curva SWCC (curva		X	Con base en tipo de material

<b>Propiedad</b>	<b>Fuente</b>		<b>Norma</b>
	<b>Prueba de laboratorio</b>	<b>Estimación</b>	
característica suelo-agua)			

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020

La Tabla 4, muestra algunos valores de referencia para módulo resiliente de materiales granulares y suelos, utilizando la clasificación de suelos de la AASHTO, estos valores son comunes de utilizar para categorías de análisis 2 o 3, según recomienda la guía.

**Tabla 4.** Recomendaciones para  $M_r$  materiales granulares y suelo en los niveles 2 y 3

<b>Clasificación del suelo según la AASHTO</b>	<b>Módulos resilientes recomendados a humedad óptima</b>	
	<b>Base/Subbase</b>	<b>Relleno y subrasante</b>
A-1-a	40000	29500
A-1-b	38000	26500
A-2-4	32000	24500
A-2-5	28000	21500
A-2-6	26000	21000
A-2-7	24000	20500
A-3	29000	16500
A-4	24000	16500
A-5	20000	15500
A-6	17000	14500
A-7-5	12000	13000
A-7-6	8000	11500

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020

En las siguientes ecuaciones se muestran recomendaciones de la guía de la AASHTOware (AASHTO, 2015) para el módulo resiliente de materiales granulares.

- **Relación de soporte de California, CBR**

$$M_r = 2555 * CBR^{0,64} \quad (6)$$

Donde

$M_r$ = Modulo resiliente en psi

CBR= *California bearing ratio*, porcentaje, según AASHTO T193

- **Valor de R**

$$M_r = 1155 + 555 * R \quad (7)$$

Donde

$M_r$ = Modulo resiliente en psi

R= Valor de R, según AASHTO T190

- **Coefficientes de capa de la AASHTO**

$$M_r = 3000 * \left( \frac{a_i}{0,14} \right) \quad (8)$$

Donde

$M_r$ = Modulo resiliente en psi

$a_i$ = Coeficiente de capa de la AASHTO de 1993

- **Índice de plasticidad y granulometría**

$$CBR = \left( \frac{75}{1 + 0,728 * (wPI)} \right) \quad (9)$$

Donde

CBR= *California bearing ratio*, porcentaje, según AASHTO T193

wPI= P200\*PI

P200= (porcentaje pasando la malla número 200), según AASHTO T27

PI= Índice de plasticidad en porcentaje, según AASHTI T90

- **Cono de penetración dinámico, DCP**

$$CBR = \left( \frac{292}{DCP^{1,12}} \right) \quad (10)$$

Donde

CBR= Relación de soporte de California, porcentaje  
 DCP= DCP en mm/golpe, según ASTM D6951

### Nivel de entrada 1 para granulares y suelos

La Tabla 5 muestra una lista de ensayos y procedimientos recomendados para obtener los valores de algunas propiedades para suelos y materiales en el nivel 1 de análisis, este nivel es el de mayor conocimientos técnico, debido a la magnitud o impacto del proyecto.

**Tabla 5.** Recomendaciones para parámetros de entrada en materiales granulares y suelos en el nivel 1

Propiedad	Fuente u origen de los datos		Norma
	Prueba de laboratorio	Estimación	
Modulo resiliente	X		AASHTO T307 o NCHRP 1-28A
Poisson		X	Valores nacionales
Densidad máxima seca	X		AASHTO T180
Humedad óptima	X		AASHTO T180
Gravedad específica	X		AASHTO T100
Curva SWCC (curva característica suelo- agua)	X		AASHTO T99 AASHTO T180 AASHTO T100

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020.

En este nivel de análisis los ensayos utilizados son más elaborados y de menor incertidumbre, pero requieren de mayor análisis por parte del usuario, en la ecuación (11) se muestra el modelo recomendado por la AASHTOware para interpretar el ensayo de módulo resiliente en materiales granulares y suelos; y con esto utilizar de forma satisfactoria los datos que se obtienen del ensayo.

- **Módulo resiliente**

$$M_r = k_1 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa}\right)^{k_3} \quad (11)$$

Donde:

$M_R$ : Módulo resiliente.

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = Esfuerzos principales

$\tau_{oct}$ : Esfuerzo cortante octaédrico.

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$$

$Pa$ : Presión atmosférica o presión de normalización

$k_1, k_2, k_3$ : Constantes de la regresión.

### Niveles de entrada 2 y 3 para mezclas asfálticas

En el caso de mezcla asfáltica, la guía recomienda utilizar en todas las variables una estimación, para las categorías 2 y 3, esto con el objetivo de optimizar la inversión.

**Tabla 6.** Recomendaciones para parámetros de entrada para la mezcla asfáltica en los niveles 2 y 3

Propiedad	Fuente u origen de los datos		Norma
	Prueba de laboratorio	Estimación	
Modulo dinámico		X	-
Volumen de aire		X	-
Contenido volumétrico de asfalto		X	-
Peso unitario		X	-

- **Módulo dinámico para la mezcla asfáltica**

- No se requiere prueba de laboratorio para el módulo dinámico  $E^*$  de la MAC.
- Se puede utilizar la ecuación predictiva de la MEPDG (2004). Datos de entrada: gradación, viscosidad de asfalto, frecuencia de carga, contenido de



vacíos, contenido volumétrico de asfalto efectivo. Las variables de entrada se pueden obtener mediante la extracción de núcleos o de registros históricos.

- Usar valores típicos de  $A_i$ -VTS basados en el grado de desempeño del asfalto (PG, viscosidad o grado de penetración)

- **Razón de Poisson**

**Tabla 7.** Razón de Poisson recomendada para MAC

<b>Temperatura de Referencia °F</b>	<b>MAC granulometría densa (Nivel 3) <math>\mu_{\text{típico}}</math></b>	<b>MAC granulometría abierta Nivel 3) <math>\mu_{\text{típico}}</math></b>
<0°F	0,15	0,35
0-40°F	0,20	0,35
41-70°F	0,25	0,40
71-100°F	0,30	0,40
101-130°F	0,45	0,45
>130°F	0,48	0,45

### Nivel de entrada 1 para mezcla asfáltica

La Tabla 8 muestra recomendaciones y normas sugeridas para obtener las propiedades de la mezcla asfáltica en el nivel de análisis de mayor impacto, el nivel 1.

**Tabla 8.** Recomendaciones para parámetros de entrada para la mezcla asfáltica en el nivel 1

<b>Propiedad</b>	<b>Fuente u origen de los datos</b>		<b>Norma</b>
	<b>Prueba de laboratorio</b>	<b>Estimación</b>	
Módulo dinámico	X		AASHTO T342
Resistencia a la tensión indirecta	X		AASHTO T322
Creep repetitivo	X		AASHTO T322
Razón de poisson		X	Valores nacionales

Propiedad	Fuente u origen de los datos		Norma
	Prueba de laboratorio	Estimación	
Contenido volumétrico de asfalto efectivo	X		AASHTO T308
Contenido de aire	X		AASHTO T166
Gravedad específica del agregado	X		AASHTO T84 y T85
Granulometría	X		AASHTO T27
Peso unitario	X		AASHTO T166
VFA, vacíos llenos de asfalto	X		AASHTO T209

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020

## Tráfico

Según la AASHTO (2015), el tráfico de vehículos pesado es un elemento clave para el diseño estructural y para el análisis de estructuras de pavimento. La Guía de la AASHTOWare utiliza los datos completos del espectro de carga para cada tipo de eje. El volumen de tráfico, la distribución de carriles, los factores de ajuste de volumen (es decir, la distribución de clases, los factores de crecimiento del tráfico, etc.) y los datos de peso se utilizan como entradas junto con algunos datos diversos, como la presión de los neumáticos.

Los espectros de carga de eje se obtienen del procesamiento de datos de pesaje en movimiento (WIM). Los datos de peso por eje y del volumen de vehículos requieren un procesamiento detallado y extenso para determinar las numerosas entradas relacionadas con esta variable. El software de la guía *AASHTOWare Pavement ME Design* proporciona varios valores predeterminados relacionados con el tráfico que se utilizarán cuando el diseñador no tenga acceso a esos datos. Los valores predeterminados se determinaron a partir de un análisis de casi 200 sitios WIM incluidos en el programa LTPP de los estados Unidos de Norte América.

Estos valores predeterminados se determinaron a partir de los datos de WIM recopilados en carreteras predominantemente interestatales y arterias primarias. En las secciones siguientes se proporcionan orientaciones para estimar las entradas de tráfico de camiones utilizadas para evaluar la adecuación de una estrategia de diseño.

En la Tabla 9 y Tabla 10, se muestran la cantidad de muestras requeridas para estimar los espectros de carga normalizados que recomienda esta guía de diseño.

**Tabla 9.** Tamaño mínimo de muestra (días por año) para estimar el espectro de carga normalizado con base a WIN data

<b>Error estándar</b> (±%)	<b>Nivel de confianza (%)</b>				
	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>95</b>	<b>97,5</b>	<b>99</b>
20	1	1	1	1	1
10	1	1	2	2	3
5	2	3	5	7	10
2	8	19	30	43	61
1	32	74	122	172	242

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020

**Tabla 10.** Tamaño mínimo de muestra (días por año) para estimar la distribución de tráfico normalizada con base a conteos automatizados (AVC)

<b>Standard Error</b> (±%)	<b>Nivel de confianza (%)</b>				
	<b>80</b>	<b>90</b>	<b>95</b>	<b>97,5</b>	<b>99</b>
20	1	1	1	2	2
10	1	2	3	5	6
5	3	8	12	17	24
2	20	45	74	105	148
1	78	180	295	Continuo	Continuo

Fuente. (AASHTO, 2015). Modificado Arias, 2020

Los siguientes parámetros de entrada se consideran específicos del sitio y deben obtenerse del departamento de tráfico o planificación.

- **Tráfico Promedio Diario Anual:** TPDA tiene un efecto significativo en los indicadores de rendimiento del pavimento previstos y representa un promedio ponderado entre el tráfico de vehículos entre semana y fin de semana para todo el año. El TPDA se puede obtener a partir de datos WIM, contadores de vehículos automatizados o recuentos de tráfico manual. El valor introducido en el software *AASHTOWare Pavement ME Design* es el TPDA después de abrir la carretera al tráfico. Además, el usuario debe asegurarse de que el valor introducido representa ambas direcciones y todos los carriles.
- **El porcentaje de camiones en el carril de diseño:** el porcentaje de camiones en el carril de diseño normalmente se determina estimando el porcentaje de tráfico de camiones en el carril de diseño en relación con todo el tráfico de camiones en una dirección. Sin embargo, la definición utilizada en *AASHTOWare Pavement ME Design* es ligeramente diferente ya que el porcentaje de camiones en el carril de diseño se estima para cada clase de camión, y la clase de camión predominante se utiliza para estimar este valor. El porcentaje de camiones en el carril de diseño se puede estimar a partir de datos AVC o conteos manuales.
- **Porcentaje de camiones en la dirección de diseño:** este valor representa el porcentaje de camiones en la dirección de diseño en relación con todos los camiones que utilizan la carretera en ambas direcciones. Este valor puede estimarse a partir de datos AVC o datos manuales de recuento de vehículos.
- **Velocidad de operación:** la velocidad del camión tiene un efecto definido en el módulo dinámico ( $E^*$ ) de la MAC y por lo tanto en los deterioros. Las velocidades más bajas dan como resultado valores de daño incrementales más altos (más agrietamiento por fatiga y más ahuellamiento). El límite de velocidad publicado se utilizó en todos los esfuerzos de calibración. Como tal, se sugiere que el límite de velocidad del camión definido en la carretera sea el utilizado, a menos que el pavimento se encuentre en un área especial de baja velocidad, como una parada de autobús o zona empinada.
- **Factor de crecimiento:** el crecimiento del tráfico es difícil de estimar con precisión porque hay muchos factores socioeconómicos y propios del sitio que son difíciles de predecir. Los departamentos de tráfico y planificación dentro de una agencia pueden

ser consultados para estimar el aumento del tráfico de camiones a lo largo del tiempo. La guía de diseños puede utilizar diferentes tasas de crecimiento para diferentes clases de camiones, pero supone que la tasa de crecimiento es independiente con el tiempo; es decir, la tasa de aumento sigue siendo la misma durante todo el período de análisis.

Algunas variables extraídas a partir de las estaciones WIN son:

1. Espectro de carga.
2. Volumen normalizado de camiones.
3. Configuración de ejes (espaciamiento y tipos de ejes).
4. Factores de distribución mensual.
5. Factores de distribución horario.

Variables no incluidas en la información a partir de las estaciones WIN

1. Esparcimiento de llantas duales (por defecto se utiliza en valor de 12 pulgadas).
2. Presión de inflado (por defecto 120 psi).
3. Desviación lateral (*wander*) (8 pulgadas para carriles menores a 10 pies de ancho y 12 pulgadas para carriles mayores a los 12 pies de ancho, sin embargo, se recomienda que el usuario mida este valor).

## **Clima**

Se requieren datos climáticos detallados para predecir los deterioros en los pavimentos. En la guía AASHTOWare Design se incluye la temperatura por hora, la precipitación, la velocidad del viento, la humedad relativa y la cobertura de nubes. Estos datos se utilizan para predecir el contenido de temperatura y humedad en cada una de las capas de pavimento.

Todos los datos climáticos necesarios para la guía de diseño de la AASHTOWare están disponibles en estaciones meteorológicas, generalmente ubicadas en aeródromos de todo Estados Unidos. El software de la AASHTOWare cuenta con un gran número de estaciones meteorológicas integradas en su software para facilitar su uso e implementación. El usuario simplemente necesita conocer la longitud y la latitud del proyecto y el software seleccionará automáticamente seis estaciones meteorológicas más cercanas a esa ubicación.

La longitud, la latitud, la elevación y el número de meses de datos disponibles son vistos por el usuario en la selección de las estaciones meteorológicas que utilizará el software para crear una estación meteorológica virtual en la ubicación del proyecto para las predicciones necesarias.

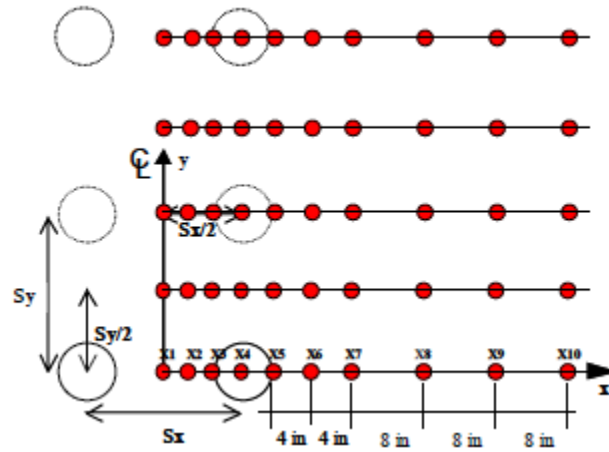
Se recomiendan múltiples estaciones meteorológicas debido a la posibilidad de datos con errores o que puedan faltar en la base de datos para una estación individual. La falta de datos o presencia de errores de una sola estación meteorológica podría provocar que el software presente fallos en el módulo climático, si esta utiliza es única. Las estaciones meteorológicas seleccionadas para crear la estación meteorológica virtual para el sitio del proyecto deben tener elevaciones similares.

Se recomienda que las agencias de carreteras que abarcan una amplia gama de condiciones climáticas se dividan en zonas climáticas similares (aproximadamente la misma temperatura ambiente y humedad) e identifiquen estaciones meteorológicas representativas para cada una de estas zonas. Es importante entender que la proximidad no es el mejor indicador de condiciones climáticas similares. Con el fin de lograr un análisis más preciso, se recomienda crear una estación meteorológica adicional mediante la importación de un archivo climático creado con datos climáticos recogidos localmente.

### **Puntos de análisis**

Para realizar el análisis de los esfuerzos y deformaciones en la estructura del pavimento se deben tomar puntos específicos que describan efectivamente los comportamientos críticos de cada capa de la estructura del pavimento, la ubicación de estos puntos se debe realizar donde se prevé que se presentará el daño máximo en todo el periodo de análisis. (NCHRP, 2004)

En la Figura 14 se presentan los ejes de referencia en los cuales se basará la estimación de los puntos críticos, también se presenta la posición típica de los mismos. Es importante aclarar que en el caso de utilizar los “ESAL” como unidad para estimar la cantidad de repeticiones de carga en el período de diseño, se debe modelar un eje simple dual de 9000 lb (4500 lb por llanta).



**Figura 14.** Eje de referencia de puntos críticos

Fuente. NCHRP, 2004

Los puntos correspondientes al eje X se calculan de la siguiente forma:

$$X1 = 0 \quad (12)$$

$$X2 = \frac{\left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) - T_{\text{radio}}}{2} \quad (13)$$

$$X3 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) - T_{\text{radio}} \quad (14)$$

$$X4 = \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2} \quad (15)$$

$$X5 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} \quad (16)$$

$$X6 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 10,2 \text{ cm} \quad (17)$$

$$X7 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 20,4 \text{ cm} \quad (18)$$

$$X8 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 40,6 \text{ cm} \quad (19)$$

$$X9 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 61 \text{ cm} \quad (20)$$

$$X10 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 81,3 \text{ cm} \quad (21)$$

Donde:

$T_{\text{espaciamento}}$ : Espaciamiento entre cada llanta de un par en un eje dual.

$T_{\text{radio}}$ : Radio de contacto de la llanta.

En el eje Y los puntos que se analizan dependen del tipo de eje que posea el vehículo de análisis. Los puntos se ubican de la siguiente forma:

$$Y1 = 0 \quad (22)$$

$$Y2 = S_{\text{tandem}} \quad (23)$$

$$Y3 = \frac{S_{\text{tandem}}}{2} \quad (24)$$

$$Y4 = S_{\text{tridem}} \quad (25)$$

$$Y5 = \frac{S_{\text{tridem}}}{2} \quad (26)$$

$$Y6 = \frac{3S_{\text{tridem}}}{2} \quad (27)$$

$$Y7 = 2S_{\text{tridem}} \quad (28)$$

Donde:

$S_{\text{tandem}}$ : Separación entre ejes tándem.

$S_{\text{tridem}}$ : Separación entre ejes tridem.

En cuanto a la ubicación de los puntos en la profundidad de las capas, se debe considerar los puntos críticos por seleccionar dependen de la fatiga y ahuellamiento principalmente. Por lo tanto, los puntos críticos por fatiga se ubican en:

- En la superficie del pavimento ( $z=0,01 \text{ cm}^*$ )
- Fibra inferior de la mezcla asfáltica (espesor de MAC –  $0,01 \text{ cm}^*$ )
- Fibra inferior de la base estabilizada, si la misma forma parte del paquete estructural (espesor de base estabilizada –  $0,01 \text{ cm}^*$ )

Al realizar el análisis por ahuellamiento se deben tomar en cuenta los puntos que se ubican:

- Profundidad intermedia para cada capa de la estructura del pavimento.
- En la fibra superior de la subrasante.
- A  $15,24 \text{ cm}$  ( $6 \text{ in}$ ) debajo de la subrasante.



*\*Considerando que el eje vertical, es positivo arriba hacia abajo (dentro de la estructura de pavimento).*

### **Daño incremental y desviación lateral**

Para la optimización del diseño del pavimento, es necesario la recolección de información relacionada a diferentes aspectos que puedan afectar el desempeño de estas estructuras.

Uno de los aspectos a considerar es la desviación lateral de las llantas “*Wheel wander*”. En muy pocas ocasiones los recorridos realizados por los vehículos se dan en línea recta, por lo que al diseñar una estructura de pavimentos sin tomar en cuenta el posible desplazamiento lateral, se podría obtener un diseño con respuestas mayores a las que el pavimento será sometido en campo. (Engar, 2018).

Según el reporte 1-37A de *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP, 2004), este parámetro es utilizado para la estimación del daño por fatiga, cuando se requiera una estimación más precisa. Un aumento de la desviación lateral significa un aumento en la vida útil del pavimento, ya que las cargas están más distribuidas, por lo tanto este aspecto es importante de considerar entre mayor sea la demanda de la estructura.

Para el cálculo del *wander* o desviación lateral, en primera instancia se deben determinar los puntos donde se analizará la respuesta del pavimento en función del tipo de eje.

Posteriormente, se utiliza una distribución normal, para determinar la distancia a la que la carga será desplazada lateralmente sobre el pavimento. En la Figura 15 se muestra una carga aplicada sobre el pavimento y el uso de la distribución normal para modelar el desplazamiento lateral de las llantas (NCHRP, 2004). La determinación de las distancias de desplazamiento lateral depende de la desviación estándar utilizada en la modelación, con esto se obtienen las posiciones A, B, C, D y E que se calculan de la siguiente forma:

$$\text{Posición A} = X_i + 1,28155 \times DE \quad (29)$$

$$\text{Posición B} = X_i + 0,5244 \times DE \quad (30)$$

$$\text{Posición C} = X_i + 0 \times DE \quad (31)$$

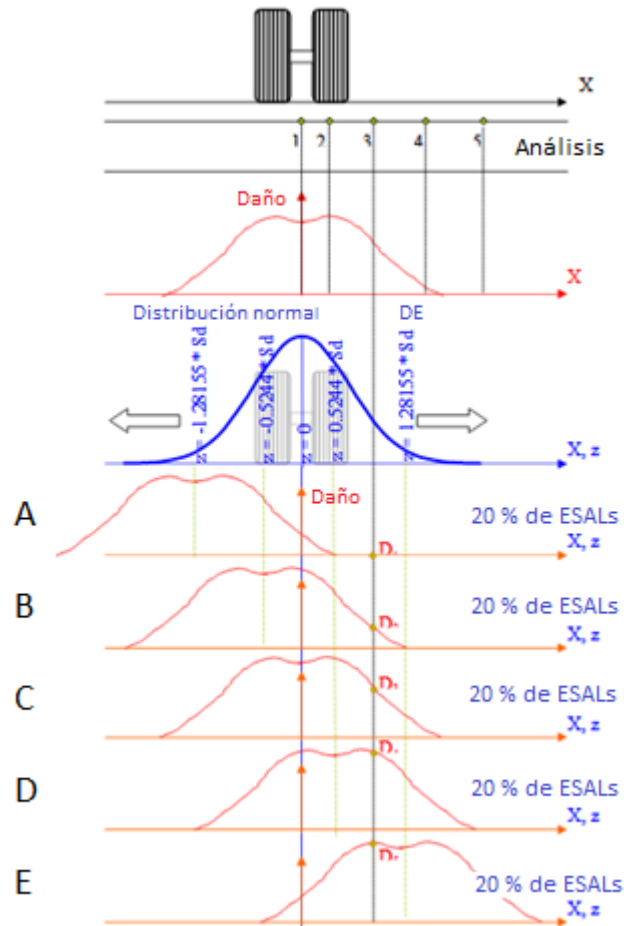
$$\text{Posición D} = X_i - 0,5244 \times DE \quad (32)$$

$$\text{Posición E} = X_i - 1,28155 \times \text{DE} \quad (33)$$

Donde:

DE: Desviación estándar (Generalmente  $\text{DE} = 25,4 \text{ cm}$ )

$X_i$ : Posición inicial del punto  $i$



**Figura 15.** Esquema del desplazamiento lateral de la carga

Fuente: NCHRP, 2004. Modificado Arias, 2019

Esta desviación estándar puede ser estimada a partir de estos tres niveles de información:

- Nivel 1: Determinación de la desviación estándar por medio de medidas realizadas directamente en segmentos específicos.
- Nivel 2: Un promedio regional o estatal determinado por mediciones en vías con características de tráfico y condiciones de sitio similares.
- Nivel 3: Un promedio nacional o un estimado basado en la experiencia local.

Con ayuda de un software de multicapa elástica, se calculan las deformaciones unitarias “ $\epsilon_i$ ” (**tensión**) en la carpeta asfáltica del pavimento, para así poder calcular la cantidad de repeticiones admisibles ( $N_f$ ) sobre el punto estudiado y posteriormente realizar el cálculo del daño por medio de la Ley de Miner que está dada por:

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_{fi}} \quad (34)$$

Donde:

D: Daño

T: Total de períodos

$n_i$ : Tránsito real en el período i

$N_{fi}$ : Tránsito permitido bajo las condiciones de servicio en el período i

Cuando se analice la respuesta del pavimento tomando en cuenta la desviación lateral de las llantas  $n_i$  es el 20% de los ESALS de diseño (para el período i), ya que representa el 20% del tráfico. El  $N_{fi}$  dependerá del modelo de fatiga utilizado y las deformaciones registradas.

Finalmente, se calcula el daño total que experimenta cada punto del pavimento, esto se realiza sumando el daño de los puntos, obtenido en cada posición (A, B, C, D, E), asignando el 20% de los ESALS totales a cada posición.

### **Modelos de desempeño incluidos en la AASHTOware**

- **Ahuellamiento**

El ahuellamiento total del pavimento corresponde a la acumulación de deformaciones plásticas en las diferentes capas del pavimento, producto de las diferentes aplicaciones de carga a la que se ve sometida la carretera durante la vida útil.

- Mezcla asfáltica

Este corresponde al ahuellamiento de las primeras capas del pavimento, asociado a las deformaciones resilientes y plásticas a profundidad media del pavimento, a la temperatura del pavimento. En la ecuación (35) y (36) se muestra la ecuación general que permite estimar el ahuellamiento en la MAC, (AASHTO, 2015).

$$\varepsilon_p = 10^{-3,35412} * T^{1,5606} * N^{0,4791} * \varepsilon_r \quad (35)$$

$$\delta_{MAC} = \sum_{i=1}^{n \text{ capas}} \varepsilon_p^i * k_z \quad (36)$$

Donde:

$\varepsilon_p$ : Deformación plástica acumulada a  $N$  repeticiones de carga (in/in).

$\varepsilon_r$ : Deformación resiliente a compresión en la MAC (in/in).

$T$ : Temperatura de la mezcla (°F).

$N$ : Número de repeticiones de carga (ESALs).

$\delta_{MAC}$ : deformación permanente total de la capa asfáltica (in).

$k_z$ : Parámetro de profundidad, calculado por:

En las siguientes ecuaciones se muestra cómo se estima el factor  $k_z$ , el cual es un modelo calibrado asociado al espesor de la MAC.

$$k_z = (C_1 + C_2 * d) * 0,328196^d \quad (37)$$

$$C_1 = -0,1039 * h_{ac}^2 + 2,4868 * h_{ac} - 17,342 \quad (38)$$

$$C_2 = 0,0172 * h_{ac}^2 - 1,7331 * h_{ac} + 27,428 \quad (39)$$

Donde:

$h_{ac}$ : espesor total de la capa asfáltica (in).

$d$ : profundidad del punto analizado (in).

- Materiales granulares

Los modelos siguientes permiten obtener la deformación permanente en bases y subbases granulares (NCHRP, 2004).

$$\delta_a = \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h \quad (40)$$

Donde:

$\delta_a$ : Deformación permanente para la capa/subcapa, in.

$N$ : número de repeticiones de carga.

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 * W_c \quad (41)$$

$$\left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) = \frac{\left( e^{(\rho)^\beta} * 0,15 \right) + \left( e^{(\rho/10^9)^\beta} * 20 \right)}{2} \quad (42)$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{\ln \left[ \frac{(0,15)}{20} \right]}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (43)$$

$$W_c = 51,712 \left[ \left( \frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 * GTW^{0,1192}} \quad (44)$$

Donde:

$W_c$ : contenido de agua (%).

$E_r$ : módulo resiliente de la capa/subcapa, psi.

$GTW$ : profundidad del nivel freático, pies.

$\epsilon_o$ ,  $\beta$ ,  $\rho$ : Propiedades del material.

$\epsilon_r$ : deformación elástica utilizada en la prueba de laboratorio para obtener las propiedades del material ( $\epsilon_o$ ,  $\beta$ ,  $\rho$ ).

$\epsilon_v$ : Deformación elástica promedio vertical en la capa/subcapa.

$h$  = Espesor de la capa/subcapa (in).

$\beta_I$ =factor de calibración, 2,03 para bases/ subbases granulares y 1,35 para los suelos finos (AASHTO, 2015).

○ Subrasante

Para calcular la deformación de la subrasante se realizan los siguientes pasos (NCHRP, 2004):

- i) Se calcula la respuesta del pavimento en la superficie de la subrasante y a 6 in de profundidad en la subrasante ( $\epsilon_v$ ).
- ii) Utilizando las ecuaciones descritas para materiales granulares, se calcula  $\left( \frac{\epsilon_o}{\epsilon_r} \right)$ ,  $\beta$  y  $\rho$  para  $z=0$  y  $z=6$  in.
- iii) Utilizando los valores obtenidos en el paso anterior, se calcula la deformación plástica para cada profundidad:

$$\epsilon_p(z) = \beta_1 * \left( \frac{\epsilon_o}{\epsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \epsilon_v \quad (45)$$

- iv) Se calcula el parámetro  $k$ :

$$k = \frac{1}{6} \ln \left( \frac{\epsilon_{p,z=0}}{\epsilon_{p,z=6}} \right) \quad (46)$$

- v) La deformación permanente total se calcula como:

$$d\delta = \epsilon_p(z) dz \quad (47)$$

$$\delta = \int_0^{h_{roca}} \varepsilon_p(z) dz \quad (48)$$

$$\delta_{SR} = \varepsilon_{p,z=0} \int_0^{h_{roca}} e^{-kz} dz = \left( \frac{1 - e^{-kh_{roca}}}{k} \right) * \varepsilon_{p,z=0} \quad (49)$$

Donde:

$\delta_{SR}$ : deformación plástica total de la subrasante, in.

$h_{roca}$ : profundidad de la capa rocosa, pies (z=0 representa la superficie de la subrasante).

Nota: en el caso de que  $\varepsilon_p$  en la superficie de la subrasante sea mayor a  $\varepsilon_p$  a 6 pulgadas, el coeficiente k de la ecuación (46) debe ser limitado al valor de 0,0000001 (NCHRP, 2004).

- **Fatiga en mezcla asfáltica**

Este apartado contiene el modelo para determinar la resistencia a fatiga en mezclas asfálticas recomendado por la AASHTOware ME (AASHTO, 2015).

$$N_f = 0,007566 C x k'_1 x B f_1 \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,9492 B f_2} \left( \frac{1}{E^*} \right)^{1,281 B f_3} \quad (50)$$

$$C = 10^M \quad (51)$$

$$M = 4,84 \left[ \frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right] \quad (52)$$

Donde:

$N_f$ : Cantidad máxima de repeticiones a fatiga para la falla (ESALS).

$E^*$ : Módulo dinámico de la mezcla asfáltica (psi).

$\varepsilon_t$ : Deformación **por tensión en la zona de interés** de la capa asfáltica (in/in), fibra inferior para grieta de abajo-arriba y fibra superior para grietas de arriba-abajo.

$V_b$ : Contenido de asfalto **efectivo por volumen** (%).

$V_a$ : Porcentaje de vacíos (%).

$k'_1$ : Parámetro de corrección según tipo de grieta.

$h_{ac}$ : Espesor de la capa asfáltica (in).

Nota: La ecuación de “ $N_f$ ”, sólo debe ser evaluada para valores de “ $\varepsilon_t$ ” a tensión, para ambos casos: grietas de abajo-arriba y arriba-abajo.

- **Para agrietamiento de abajo-arriba:**

$$k'_1 = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 3,49 * h_{ac})}}} \quad (53)$$

- **Para agrietamiento de arriba-abajo:**

$$k'_1 = \frac{1}{0,01 + \frac{12}{1 + e^{(15,676 - 2,8186 * h_{ac})}}} \quad (54)$$

Para convertir de porcentaje de asfalto por peso a volumen puede utilizarse la siguiente relación.

$$V_{b \text{ volumen}} = V_{b \text{ peso}} \frac{\text{Densidad}_{MAC}}{\text{Densidad}_{ligante}} \quad (55)$$

Donde:

$V_{b \text{ volumen}}$ : porcentaje de asfalto por volumen (10-17% aproximadamente)

$V_{b \text{ peso}}$ : porcentaje de asfalto por peso (4%-7% aproximadamente)

Densidad<sub>MAC</sub>: Densidad de la mezcla en ton/m<sup>3</sup>

Densidad<sub>ligante</sub>: Densidad del ligante en ton/m<sup>3</sup>

- Área agrietada

El porcentaje de área agrietada ( $FC_{B-U}$ ) en el carril de diseño a una confiabilidad del 50% (AASHTO, 2015), se muestra en la ecuación (56), este tipo de deterioro está asociado al daño por fatiga, con grietas en la dirección de abajo hacia arriba.

$$FC_{B-U} = \left( \frac{6000}{1 + e^{(C_1 * C'_1 + C_2 * C''_2 * \log(D_B * 100))}} \right) * \left( \frac{1}{60} \right) \quad (56)$$

Donde:

$FC_{B-U}$ : Agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga, porcentaje por área de carril en porcentaje.

$D_B$ : Daño por fatiga de abajo hacia arriba, en decimal.

$C'_1$ :  $-2 * C''_2$

$C''_2$ :  $-2,40874 - 39,748 * (1 + h_{AC})^{-2,856}$

$h_{AC}$ : espesor de MAC en pulgadas

○ Grietas longitudinales

En la ecuación (57) se muestra la ecuación para determinar la longitud de grietas longitudinales al 50% de confiabilidad (AASHTO, 2015). Este tipo de deterioro está asociado a grietas que se forman en la dirección de arriba hacia abajo.

$$FC_{Top-D} = 10,56 \left( \frac{C_4}{1 + e^{(C_1 x B_1 - C_2 x B_2 x \log(D_{Top} x 100))}} \right) \quad (57)$$

Donde:

$FC_{Top}$ : Longitud de grietas longitudinales que inician en la superficie de la MAC en pies/milla (ft/mi).

$D_{Top}$ : Daño por fatiga de arriba hacia abajo, en decimal.

$C_1 = 7,00$

$C_2 = 3,50$

$C_4 = 1000$

## 2.2.2 Guía Mecánica-Empírica de California, CALME

### 2.2.2.1 Generalidades

CALME es una herramienta de procesamiento muy útil dentro de los modelos mecánico-empíricos, para realizar el diseño de rehabilitaciones, preservación y mantenimiento de pavimentos asfálticos (Harvey et al., 2010).

Según Ullidtz et al. (2005), para iniciar la evaluación de pavimento mediante el análisis mecánico-empírico de la CALME se debe calcular la respuesta del pavimento, tomando en cuenta esfuerzos, deformaciones y desplazamientos, a través de un modelo matemático, la respuesta calculada se utiliza como una variable en las relaciones empíricas para predecir el daño estructural, el cual se ve reflejado en la caída del módulo, además del agrietamiento, así como con el daño funcional en el pavimento, mostrado como ahuellamiento o regularidad.

Se debe procurar que los cálculos anteriores tengan un nivel de confiabilidad adecuado ya que, si la respuesta calculada tiene poca semejanza con la respuesta real del pavimento, no tiene sentido tratar de usar el cálculo para predecir el daño futuro del pavimento.



En los estudios de calibración de esta guía se evalúan las tendencias generales de los modelos de daño en el software CALME contra los de las pruebas del simulador de vehículos pesados principalmente (HVS).

Para realizar dicho contraste se utilizan modelos de la CALME para la fatiga típica del pavimento flexible observadas en California, las cuales son fatiga del asfalto en la superficie de rodamiento y reflexión de grietas. Se utiliza un enfoque incremental recursivo para las simulaciones, lo cual puede indicar con precisión el estado del pavimento en diferentes puntos durante la vida de un pavimento.

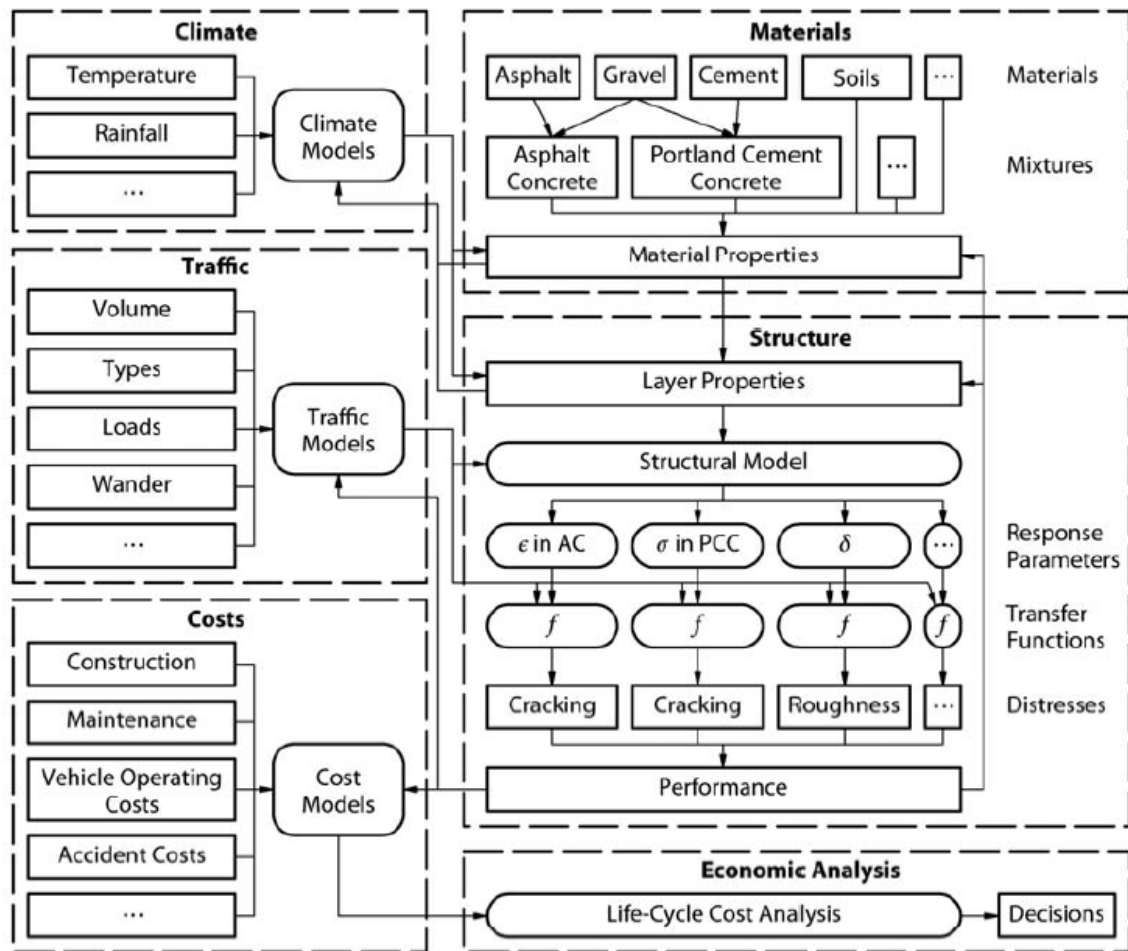
Dentro de los enfoques de diseño y evaluación de una estructura de pavimento flexible que se incluyen se encuentran (Ullidtz et al, 2005):

1. Los métodos actuales de Caltrans: el método de valor de R (*R-Value*) para nuevas estructuras flexibles y el método de reducción de deflexión utilizado por Caltrans para el diseño del espesor de recubrimiento para pavimentos flexibles existentes.
2. Diseño Mecánico-Empírico (ME) "Clásico", que se basa en gran parte en el "*Asphalt Institut Method*" que utiliza métodos muy simples para caracterizar los materiales, el clima y las entradas de tráfico.
3. Un enfoque incremental, es un enfoque estándar de la ley de Miner que permite el cálculo de daños para el espectro de carga por eje y los regímenes de temperatura esperados, pero sin actualizar las propiedades del material a lo largo de la vida del proyecto. Este es un enfoque similar al de agrietamiento de asfalto incluido en la *NCHRP 1-37 Pavement Design Guide* (NCHRP, 2004). Este tipo de enfoque se calibra frente a un estado de falla final y asumiendo una acumulación lineal de daño.
4. Un enfoque incremental-recursivo en el que las propiedades de los materiales del pavimento, en términos de daños y envejecimiento, se actualizan a medida que avanza la simulación de la vida útil del pavimento.
5. Los métodos actuales de Caltrans y el método clásico son muy rápidos en términos de tiempo computacional, y la entrada del usuario se simplifica enormemente. En la CALME, lo anterior realiza una función de "diseño", calculando y presentando estructuras de pavimento que cumplen con los requisitos establecidos para el tráfico de diseño, los materiales y el clima.

Para la práctica de diseño, los métodos clásicos y de Caltrans se recomiendan usar para producir un conjunto de posibles secciones de pavimento. El método incremental-recursivo se puede ejecutar para verificar los diseños alternativos de menor costo global para garantizar el cumplimiento de los requisitos de diseño. Una vez que se ha seleccionado el diseño final, su salida recursiva incremental proporciona una predicción de la condición del pavimento a lo largo de toda su vida útil. Dicha predicción a partir de la salida recursiva incremental se puede utilizar como la primera predicción para el uso en un sistema de gestión de pavimento.

#### *2.2.2.2 Principales aspectos de diseño*

Esta guía de diseño comparte varios aspectos en cuanto a tráfico y clima de forma muy similar con la MEPDG de la AASHTO, sin embargo, existen aspectos diferenciadores claves, los cuales se amplían en las siguientes líneas. En Figura 16 se muestra de forma esquemática, los diferentes componentes incluidos en la guía CALME.



**Figura 16.** Componentes de diseño incluidos en la guía CALME

Fuente. Harvey y Basheer, 2011

### Enfoque de daño incremental-recursivo

El enfoque de diseño consiste en correr una simulación de la vida útil del pavimento, incrementando cargas y temperaturas en intervalos de 4 horas (Harvey, 2015). En donde se calcula el daño inducido al material y la deformación permanente.

Con este concepto la rigidez de cada capa se ajusta y el valor preciso se utiliza en la siguiente corrida como una entrada, hasta el próximo incremento de carga. La simulación sigue de esta misma a través de la toda la simulación del durante la vida de diseño del pavimento. Dicha simulación puede incluir las técnicas de preservación durante el período de análisis.

## **Motor de cálculo**

El programa incluye motores de cálculo basados en multicapa elástica, para determinar las respuestas críticas de los pavimentos e incluye diferentes modelos de regresión para obtener las respuestas críticas para la reflexión de grietas.

## **Modelos de daño y de deterioro**

Este método de diseño contempla el uso de modelos de daño para cada material, que deben ser calibrados de forma adecuada. La Guía de la CALME cuenta con modelos de fatiga calibrados para mezcla asfáltica, modelos de fatiga para bases estabilizadas con cemento, modelos de deformación permanente para esfuerzos por cortante, modelos de daño para materiales recuperados y colocados (como asfalto espumado o cementicos) y para mezclas frías recicladas en sitio.

Estos modelos son vitales para el concepto de diseño, ya que son la base para el método recursivo, donde el daño inducido afecta las propiedades mecánicas de cada material y estos cambios son considerados en cada ciclo de la simulación.

Además de los modelos de daño por material, la guía contempla modelos de deterioro, con el fin de predecir los mismos. En esta guía se incluyen modelos de agrietamiento por fatiga, modelos de ahuellamiento para la mezcla asfáltica y modelos de ahuellamiento para capas de materiales granulares y suelos.

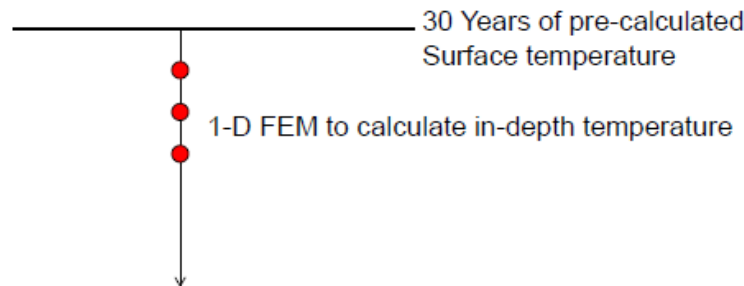
## **Tráfico**

Se utiliza como base la información recopilada de estaciones de pesaje en movimiento (WIM), la cual data del año 1995, de 115 estaciones. Con esto se ha logrado obtener espectros de carga utilizando una clasificación para los vehículos pesados para cada kilómetro de la red de carreteras (extrapolación de espectros WIM para los 80.000 kilómetros-carril del estado de California).

## **Clima**

Se tiene una zonificación climática (6 zonas) para California, basado en un histórico de 35 años. Se tiene una base de datos para temperaturas superficial del pavimento basados el

“modelo climático integrado mejorado”, (EICM por siglas en ingles). Con este modelo y utilizando modelaciones en elemento finito en una dimensión, el software calcula en cada corrida (tiempo real) la temperatura del pavimento para cada hora para diferentes años (ver Figura 17).



**Figura 17.** Estimación de temperatura a diferentes profundidades CALME

Fuente. Harvey, 2015

### 2.2.2.3 Componentes del proceso de diseño

El agrietamiento es uno de los principales mecanismos de deterioro para pavimentos con superficies de concreto asfáltico. Debido a la naturaleza compuesta del concreto asfáltico, la simulación de métodos como el Método de Elemento Discreto o por sus siglas en inglés (DEM) puede incorporar material microestructural, el cual es necesario para describir la formación y progresión del agrietamiento en pavimentos flexibles.

Sin embargo, estos métodos suelen consumir demasiado tiempo para usar en el diseño convencional. A partir de un enfoque simplificado basado en la mecánica del daño incremental, se utilizan los modelos mecánico-empíricos de California, CALME, para consideraciones prácticas. El efecto de agrietarse consiste en una disminución en la rigidez general, que se indica por el daño.

La tasa de aumento de daño se relaciona empíricamente con la energía de esfuerzo máxima soportada por el material. El formato y las constantes de esta relación se determinan a partir de la prueba de fatiga de la mezcla asfáltica a nivel de laboratorio. Una vez que se calcula el historial de daños, la historia del agrietamiento de la superficie visual puede ser derivada como una función empírica de daño y el espesor de la capa de asfalto.

El modelo de agrietamiento de la mezcla asfáltica (MAC) en la CALME se puede dividir en tres componentes:

- Modelo de rigidez:

El concreto asfáltico depende de la velocidad y la temperatura. En CALME, las respuestas del pavimento como el esfuerzo, la deformación y la deflexión se calculan usando la teoría de multicapa elástica, suponiendo cada capa con comportamiento elástico lineal.

Siguiendo el enfoque convencional, la tasa y la dependencia de temperatura del concreto asfáltico es descrito por la curva maestra de rigidez:

$$\log E = \delta + \frac{\alpha * (1)}{1 + \exp(\beta + \gamma \log t_r)} \quad (58)$$

Donde,  $t_r$  es el tiempo de carga reducido y  $\delta$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  son parámetros de calibración.

El tiempo de carga reducido puede estimarse de la siguiente forma:

$$t_r = lt * \left( \frac{visc_{ref}}{visc} \right)^{\alpha T} \quad (59)$$

Donde:

$lt$ : tiempo de carga en segundos

$visc_{ref}$ : viscosidad del ligante a la temperatura de referencia

$visc$ : viscosidad del ligante a la temperatura de interés

$\alpha T$ : constantes del modelo

La viscosidad puede definirse como (NCHRP, 2004):

$$\log(\log(viscPoise)) = A + VTS + \log(t_r) \quad (60)$$

Donde

$cPoise$ : unidades en centipoise

$A = 9,6307$

$VTS = -3,5047$

$t_r$  = temperatura en °K  
 nota: asfalto 40-50 de penetración

En la Figura 18 se puede observar un ejemplo de la entrada de datos en el Software CALME.

**Figura 18.** Ejemplo de entrada de datos en el software CALME para el módulo inicial de la MAC

Fuente. (Ullidtz et al., 2005)

- Modelo de evolución de daño:

El daño del concreto asfáltico  $\omega$ , como se define como en la ecuación del modelo de rigidez es en función de la energía de deformación experimentada por la capa de concreto asfáltico. Específicamente, el módulo dañado se calcula usando:

$$\log E = \delta + \frac{\alpha * (1 - \omega)}{1 + \exp(\beta + \gamma \log t_r)} \quad (61)$$

$$\omega = A * MN^\alpha * \left(\frac{\mu \varepsilon}{200}\right)^\beta * \left(\frac{E}{3000}\right)^\gamma * \exp(\delta + t) \quad (62)$$

Donde:

E: Módulo dañado del material

MN: número de repeticiones en millones

$\mu\epsilon$ : strain en micro strain

t : temperatura en °C

$\alpha$ ,  $\beta$  y  $\delta$ : son constantes del modelo para cada material calibrado

En la Figura 19 se puede observar un ejemplo de la entrada de datos en el Software CALME.

**Material parameters**

Nombre: DGA/CV/HVSG1B R value: 0 Gravel factor: 1.46 Cancel Save as default Save to project only

Modulus Classical Incremental **Recursive** Environment

Damage =  $A * MN^{\alpha} * (response/reference\ response)^{\beta} * (E/reference\ modulus)^{\gamma}$  MN million passages  
 AC shear,  $\mu m = A * MN^{\alpha} * exp(\beta * shear\ stress\ MPa/reference\ shear\ stress) * (elastic\ shear\ microstrain)^{\gamma}$

Fatigue, dE/Ei		Permanent deformation, mm		Crushing, dE/Ei		Roughness, IRI m/km	
Response type	e	e		e		e	
A	0.001245	A	1.1	A	0	A	0.3
Sd/A	1.1	Sd/A	1.1	Sd/A	1.1	Sd/A	1.1
alfa	0.8369	alfa	0.333	alfa	0.6	alfa	0.2
Respref	-200	Respref	1000	Respref	1.53	Respref	1000
beta	3.9718	beta	1.333	beta	7.69	beta	1.333
Eref	3000	Eref	40	Eref	10000	Eref	40
gamma	1.9869	gamma	0.333	gamma	-15.4	gamma	-1
delta	0.1913						
Shift factor	3						

**Figura 19.** Ejemplo de entrada de datos en el software CALME para el módulo dañado de la MAC

Fuente. Ullidtz et al., 2005

- Correlación entre el daño y la densidad de agrietamiento de la superficie:

La correlación entre el daño y la densidad de agrietamiento de la superficie está dada por una ecuación empírica (Wu & Harvey, 2012):

$$C = \frac{C_{max} * (\omega_i^{\alpha} - 1)}{\omega_i^{\alpha} - \frac{C_{max}}{C_i} + \left(\frac{C_{max}}{C_i} - 1\right) * \omega^{\alpha}} \quad (63)$$

Donde:

C: densidad de agrietamiento de la superficie

$C_i$  es un parámetro del modelo

$\omega_i$  es el daño correspondiente al agrietamiento inicial.

$C_{max}$  es la máxima densidad de agrietamiento de la superficie.



$$\omega_i = \frac{1}{1 + \left(\frac{h_{AC}}{h_o}\right)^\alpha} \quad (64)$$

Donde:

$h_{AC}$ : espesor combinado de la mezcla asfáltica

$h_o$  y  $\alpha$ : son coeficientes empíricos del modelo.

Determinación de los parámetros del modelo mecánico:

Los parámetros se dividen en dos grupos: los que se determinan usando datos de ensayo de laboratorio y los parámetros del modelo empírico que se determinan solamente con observaciones de campo a través de un modelo de calibración, en la Tabla 11 se muestran aspectos a considerar.

**Tabla 11.** Pruebas requeridas para obtener las propiedades mecánicas de la MAC para la CALME

Propiedad	Prueba	Diseño del experimento
Curva maestra	Barrido de frecuencias de vigas a flexión AASHTO T321	- 3 temperaturas (10°C, 20°C y 30°C) 2 replicas
Resistencia a la Fatiga	Fatiga por vigas a flexión AASHTO T321	2 deformaciones unitarias (200μs y 400μs) 3 replicas

- Módulo resiliente en materiales granulares

Las pruebas triaxiales se pueden realizar para diferentes condiciones, algunos ejemplos se muestran en la Tabla 12 (Ullidtz et al., 2005.). En este caso la muestra fue compactada a una densidad de 2.47 g/cm<sup>3</sup> y a un MC de 5.5%. La parte superior de la muestra fue expuesta por 10 días para simular los efectos de la exposición al aire en la sección de prueba. El contenido de humedad cayó de 5.5% a 2.9% durante los 10 días. Después de ensayar la muestra fue saturada y ensayada de nuevo.

$$E = k_1 * \left(\frac{\theta}{0.1 \text{ MPa}}\right)^{k_2} \quad (65)$$

Donde:

E es el módulo en MPa

$\theta$  es el invariante de esfuerzos en kPa

**Tabla 12.** Constantes de calibración para dos condiciones en la base

Condición	$k_1$	$k_2$	E (50 kPa) (MPa)
Expuesta	481	0.16	430
Saturada	201	0.49	143

- Materiales de subrasante

La Tabla 13 muestra los resultados de las pruebas triaxiales en el material de la subrasante (Harvey et al. 1996). Se ensayaron dos muestras, compactadas a diferente densidad y contenido de humedad (MC), remojado o saturado. Las pruebas realizadas a un esfuerzo de confinamiento de 7 kPa, el cual está cerca al esfuerzo de confinamiento estático en la parte superior de la subrasante. Los parámetros C y n están definidos por la ecuación:

$$E = C * \left( \frac{\sigma_d}{0.1 \text{ MPa}} \right)^n \quad (66)$$

Donde,

E es el módulo en MPa

$\sigma_d$  esfuerzo desviador en kPa

**Tabla 13.** Constantes de calibración para subrasantes

Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	MC (%)	Condición	C	n	E (30 kPa) (MPa)
2.06	22.4	Remojado	36.2	-0.34	55
2.12	15.8	Remojado	66.5	-0.32	98
2.12	15.8	Saturado	41.5	0.27	57

- Deformación permanente en la MAC

El siguiente modelo muestra un enfoque basado en deformación y esfuerzos cortantes en la mezcla asfáltica (Deacon et al., 2002), utilizado para predecir el ahuellamiento en la MAC. Este fue uno de los primeros acercamientos, ya que considera que la deformación permanente esta controlada por deformación a cortante.

$$rd_{AC} \text{ mm} = K * \gamma^i = A * MN^\alpha * \exp\left(\frac{\beta * \tau}{resp_{ref}}\right) * (\gamma^e)^\gamma \quad (67)$$

Donde:

$rd_{AC} \text{ mm}$ : es el ahuellamiento en la MAC en mm

MN: millones de repeticiones

$\gamma^i$ : deformación inelástica cortante a 50mm de profundidad

$\tau$ : esfuerzo cortante utilizando un análisis elástico

$\gamma^e$ : deformación unitaria elástica a cortante

K: parámetro que relaciona la deformación unitaria a cortante con el ahuellamiento en mm

A,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $resp_{ref}$  y  $\gamma$ , son constantes de calibración

- Deformación permanente en suelos y materiales no ligados

La deformación permanente utilizando el método incremental-recursivo se encuentra basado en la deformación unitaria en la superficie de la capa de interés, el modelo que relacionada esto se muestra en la siguiente ecuación.

$$dp, \text{mm} = A * MN^\alpha * \left(\frac{\mu s}{\mu s_{ref}}\right)^\beta * \left(\frac{E}{E_{ref}}\right)^\gamma \quad (68)$$

Donde,

$dp \text{ mm}$ : es el ahuellamiento en el material

MN: millones de repeticiones

$\mu s$ : deformación unitaria vertical en la superficie de la capa

E: módulo resiliente del material

A,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\mu s_{ref}$  y  $E_{ref}$  son constantes de calibración

En la Figura 20 se muestra un ejemplo del ingreso de parámetros para ahuellamiento en una subrasante, utilizando el método incremental-recursivo de la CALME, con el propósito de estimar el ahuellamiento acumulado en la vida útil del pavimento.

**Material parameters**

Name: ClayHVS R value: 20 Gravel factor: 0 [Cancel] Save as default  
Save to project only

Modulus	Classical	Incremental	<b>Recursive</b>	Environment
Damage = $A * MN^{\alpha} * (\text{response/reference response})^{\beta} * (E/\text{reference modulus})^{\gamma}$ , MN million passages AC shear, rd mm = $A * MN^{\alpha} * \exp(\beta * \text{shear stress MPa/reference shear stress}) * (\text{elastic shear microstrain})^{\gamma}$				
Fatigue, dE/Ei	Permanent deformation, nm	Crushing, dE/Ei	Roughness, IRI m/km	
Response type: e	Response type: e	Response type: z	Response type: e	
A: 0	A: 1.1	A: 0	A: 0.5	
Sdf A: 1.1	Sdf A: 1.1	Sdf A: 1.1	Sdf A: 1.1	
alfa: 1	alfa: 0.333	alfa: 0.6	alfa: 0.2	
Respref: -1000	Respref: 1000	Respref: 1.53	Respref: 1000	
beta: 5	beta: 1.333	beta: 7.69	beta: 1.333	
Eref: 10000	Eref: 40	Eref: 10000	Eref: 40	
gamma: 2.5	gamma: 0.333	gamma: -15.4	gamma: -1	
delta: 0.9				
Shift factor: 9				

**Figura 20.** Ejemplo de entrada de datos para ahuellamiento en subrasante en el software de la CALME

Fuente. (Ullidtz et al., 2005)

### 3 Bondades de cada proceso de diseño

#### 3.1 Guía AASHTOware

##### 3.1.1 MEPDG 2004

- El proyecto NCHRP 1-37A, posee un compendio de elementos que explican muy bien el paso a paso de un proceso de diseño mecanístico-empírico, lo cual se convierte en una fuente de información muy valiosa.
- Es el documento donde la guía de diseño viene explicada con mayor detalle.
- Puede considerarse como el documento base de las actualizaciones de las futuras guías, ya que las versiones posteriores, utilizan los conceptos de estas, pero con actualizaciones en coeficientes de los modelos calibraciones propias.

##### 3.1.2 AASHTO 2008

- Se publica como guía interina por parte de la AASHTO.
- Actualiza modelos de desempeño, aunque algunos modelos de error para fatiga y área agrietada presentan algunas incongruencias.
- Aunque obtiene un carácter más formal, ya no entra en el detalle del proyecto NCHRP 1-37A, es más como una guía de uso práctico.

##### 3.1.3 AASHTO 2015

- Se publica de forma oficial por parte de la AASHTO, ya no solo de forma interina.
- Posee un software que compila todos los conceptos, algoritmos y modelos que se han comentado.
- Esta guía es la oficial base para el software *AASHTOware ME Design*, el cual posee muchos elementos y bases de datos que simplifican su para los usuarios. Se pueden destacar:
  - El módulo de tráfico: con su análisis por espectro de carga y registro histórico de estaciones WIM.

- Clima: la amplia base de datos de modelo EICM, facilita mucho el diseño en las categorías 2 y 3. Además los algoritmos programados para los factores de reducción ambiental simplifican el cómputo.
- Modelación: las iteraciones requeridas para optimizar el diseño presentan un reto para los ingenieros diseñadores y se contempla los intervalos cortos de análisis (en el rango de horas) para el tráfico y clima, tenemos variables cambiantes para el cálculo de respuestas. La integración de módulos permite agilizar el cálculo de respuestas y estimaciones de daño durante el proceso de diseño.
- Herramientas de calibración: al ser un software modular, pueden incorporarse coeficientes propios de una zona o material, lo que permite adaptar el método de diseño a diferentes condiciones.

## 3.2 Guía CALME

### 3.2.1 Método incrementar recursivo

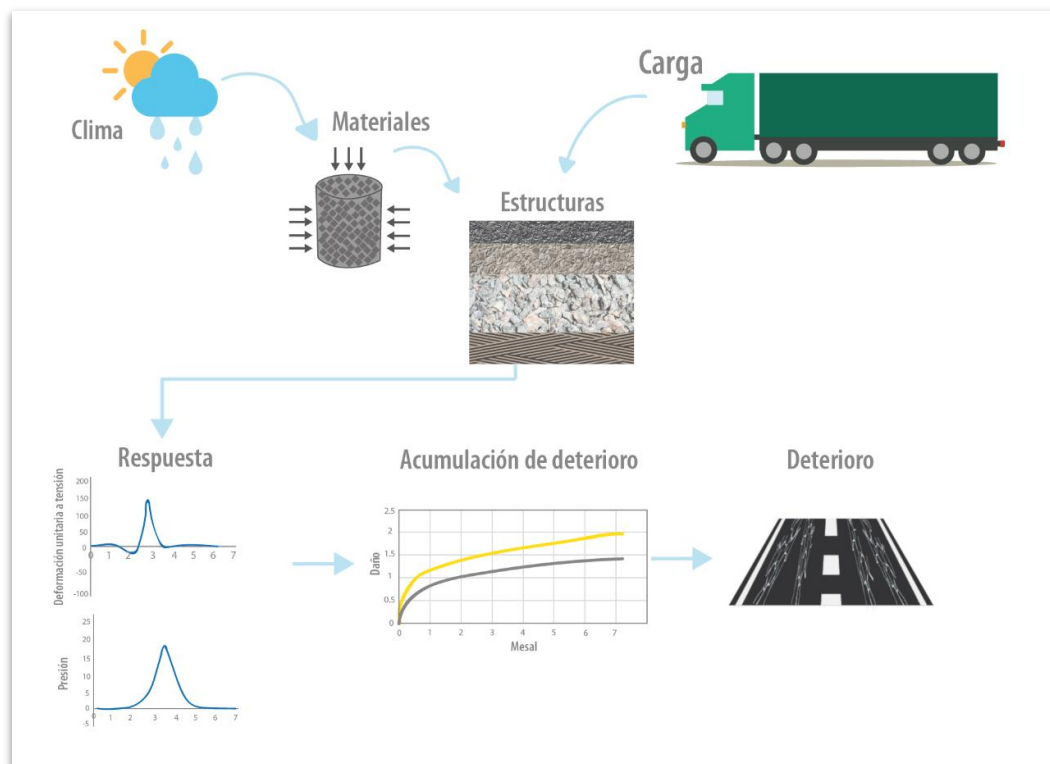
- El método de daño incremental recursivo de la CALME, es una de las mayores innovaciones de esta guía, pero a la vez una de sus mayores desventajas. Ya que es requerido un proceso de análisis y calibración de los materiales de forma muy exhaustiva, desde la perspectiva de ensayos, como de compresión profunda de cada material.
- La base de datos de materiales (con sus respectivos coeficientes de calibración), permite realizar diseños de una manera ágil para diseño dentro del estado de California.
- La guía adopta varios conceptos del proyecto y comparte elementos con el proyecto NCHRP 1-37a, pero añadiendo modelos propios de cada material e incluso incluyendo conceptos avanzados relacionados con la mecánica de la fractura en el caso de las mezclas asfálticas.
- Al igual que la AASHTOware, el software de diseño ofrece bondades respecto al uso del modelo climático integrado, el módulo de tráfico y espectro de carga, estimación de respuestas, y añade muchos modelos “tipo”, acorde a materiales estandarizados en el estado de California.

- El software es una ventaja importante, ya que permite simplificar muchos procesos y en esta guía en particular, es todavía mucho más necesario, ya que como se mencionó previamente, la recursividad, implica que en cada iteración se tenga prácticamente una estructura nueva, donde lo que se realiza es más una **simulación** del pavimento durante la vida en servicio.

#### 4 Procedimiento y algoritmo de diseño propuesto

En la Figura 21 se muestra el concepto general de una guía mecánica-empírica, donde variables externas asociadas a el clima, afecta las propiedades de los materiales y las diferentes cargas de los vehículos inciden de forma directa en los daños de la estructura de pavimento.

Este concepto centra sus esfuerzos en predecir el desempeño de las estructuras de pavimento, mediante el uso de diferentes indicadores, como los deterioros visibles. Con esto se pretende cambiar el concepto tradicional, donde el fin último del diseño es la estimación de los espesores de las diferentes capas, hacia metodologías que permitan estimar la vida útil de una estructura de pavimento bajo ciertos umbrales de calidad.



**Figura 21.** Concepto general Guía ME para Costa Rica

Para el presente método propuesto se realizó una recopilación de modelos constitutivos de materiales que fueran ser de utilidad, para este proceso se inició con la revisión de proyectos de investigación relacionados con el tema, principalmente se enfatizó la revisión de la consistencia entre variables y unidades utilizadas. En el Anexo A, se muestra una



recopilación de modelos constitutivos para materiales granulares y suelos, esto con el objetivo de compilar y probar algunos modelos, dentro de los cuales algunos fueron utilizados en los diseños de prueba.

Para determinar un procedimiento se utilizaron referencias nacionales y publicaciones previas, con el objetivo de analizar la aplicabilidad de modelos y diferentes ecuaciones. Se inició con los modelos de la MEPDG del 2004), en diferentes categorías de diseño, sin embargo, se determinó que algunos resultados eran muy severos y se podría necesitar de calibración (sección 4.1), siendo parte de las recomendaciones que brinda la documentación. A partir de esto se realizaron cálculos con modelos más actualizados como los de los AASHTO del 2008 y 2015, con mejoras importantes, además de revisar el modelo de análisis mejorado para materiales propuesto por Cary y Zapata (2010). En el Anexo B, se muestra un ejemplo cálculo para este procedimiento.

Como complemento, se revisaron calibraciones del modelo de daño a fatiga para la MAC, según el concepto de la CALME, según artículos publicados por Leiva, et al., en el 2016 y Arias et al., en el 2018, sin embargo, los modelos presentaron algunas inconsistencias, fuera de la zona de calibración, atribuibles principalmente a que los modelos de daño para los materiales utilizados todavía no estaban calibrados. Por lo tanto, se recomendó que primero estos (materiales) debían ser calibrados con nuevos datos y a la vez madurar el concepto, ya que como se presentó en la sección 2.2.2, esta guía utiliza conceptos muy novedosos.

Finalmente, se optó por generar factores de calibración locales a partir de datos de experimentales del LanammeUCR, obtenidos por medio del simulador de vehículos pesados (HVS). Con esto fue posible generar una familia de factores locales, preliminares, que puedan ser utilizados en pavimentos nacionales, y donde la actualización podría realizarse de forma simple, sin afectar el trasfondo de diseño (Ver Anexo D.1 y G).

#### 4.1 Análisis de modelos de desempeño

##### 4.1.1 *Modelos de deterioro de referencia*

Respecto a la propuesta planteada por el LanammeUCR en el año 2014, en el informe LM-PI-GM-INF-22-14 (Arias, 2014), se habían planteado cambios en criterios límites de falla,

definidos por consenso con base al comportamiento de los modelos de deterioro de la MEPDG del 2004 (NCHRP, 2004), estos fueron flexibilizados debido a la rigurosidad de los resultados. Sin embargo, existía la necesidad de adoptar los criterios de falla que estuvieran actualizados y fueran consistentes con literatura internacional.

Es por este motivo que se realizaron diseños para diferentes estructuras de pavimento (hasta un máximo de tres iteraciones para cada condición de tráfico), modificando espesores para optimizar la estructura. Los niveles de tráfico utilizados, se basaron en datos de rutas nacionales, que permitieran obtener ESALS de diseño en diferentes categorías: menor a 7 MESAL, entre 7 y 15 MESAL y mayor a 15 MESAL, y se detectó que aún para estructuras robustas (14 cm de MAC, 30 de BG y 35 de SB) es difícil cumplir con los criterios de falla actualizados (ver Tabla 2) incluso para tráfico bajos.

En la Figura 22, Figura 23, Figura 24 y Figura 25, se muestran algunas capturas de los datos utilizados y resultados de área agrietada para el diseño categoría 3 y categoría 2 (en el anexo D.1 se muestra los resultados para las tres categorías), según los lineamientos del informe mencionado anteriormente y de la MEPDG 2004.

Para estos casos particulares, los resultados resumen se pueden observar en la Tabla 14.

**Tabla 14.** Resumen ejemplos de diseños generados con modelos del informe LM-PI-GM-INF-22-14 y MEPDG del 2004

Caso	ESAL requerido (MESAL)	Estructura (después de tres iteraciones) (cm)			Fatiga (MESAL)	Área Agrietada (%)	Ahuellamiento (mm)
		MAC	BG	SB			
Categoría 3	1,8	14	30	35	10,7	50	13,4
Categoría 2	7,1	20	30	30	68,3	40	10,1
Categoría 1	24,1	23	30	45	198	45	8,4

Los casos anteriores si bien cumplen con los umbrales mencionados en el informe LM-PI-GM-INF-22-14, para las categorías 3 y 2 (75% y 50% respectivamente), no pasa lo mismo si se toman como referencia los criterios de la Tabla 2 (35% y 20%). Sin embargo, para los modelos de deformación pasa lo contrario, ya que para los casos de categoría 3 y categoría 2 son menores a los umbrales recomendados por dicho informe, esto se ampliará en secciones posteriores.

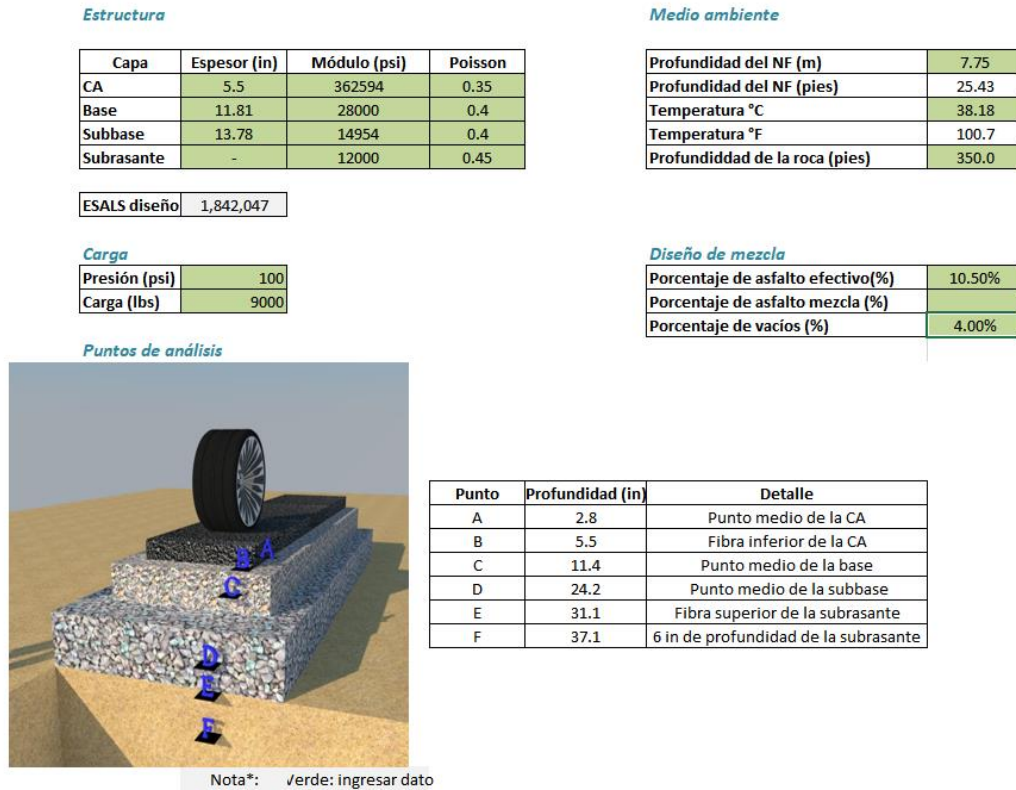


Figura 22. Parámetros de entrada diseño categoría 3

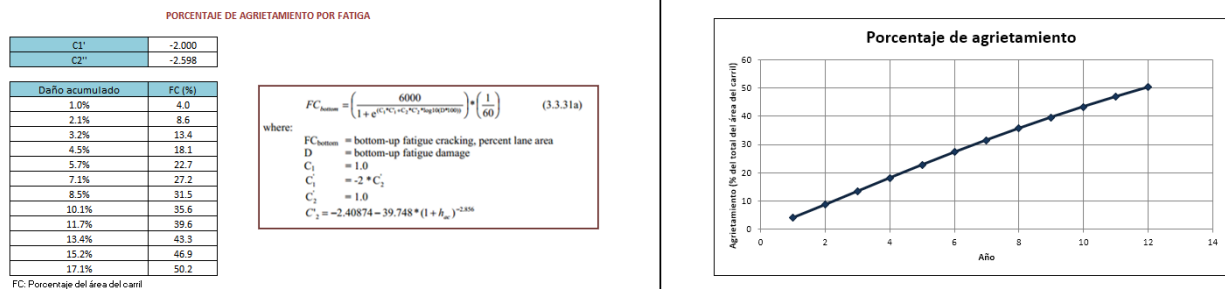


Figura 23. Ejemplo de área agrietada para el diseño categoría 3

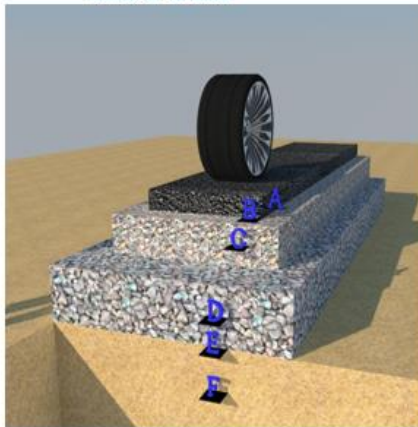
**Estructura**

Capa	Espesor (in)	Módulo (psi)	Poisson
CA	7.87	217366	0.35
Base	11.81	40684	0.4
Subbase	11.81	36655	0.4
Subrasante	-	15723	0.45

ESALS diseño	7,185,271
--------------	-----------

**Carga**

Presión (psi)	100
Carga (lbs)	9000

**Puntos de análisis**

Nota\*: Verde= ingresar dato

Punto	Profundidad (in)	Detalle
A	3.9	Punto medio de la CA
B	7.9	Fibra inferior de la CA
C	13.8	Punto medio de la base
D	25.6	Punto medio de la subbase
E	31.5	Fibra superior de la subrasante
F	37.5	5 in de profundidad de la subrasante

**Medio ambiente**

Profundidad del NF (m)	7.75
Profundidad del NF (pies)	25.43
Temperatura °C	38.18
Temperatura °F	100.7
Profundidad de la roca (pies)	350.0

**Diseño de mezcla**

Porcentaje de asfalto efectivo(%)	10.50%
Porcentaje de asfalto mezcla (%)	
Porcentaje de vacíos (%)	4.00%

**Figura 24.** Parámetros de entrada diseño categoría 3

**PORCENTAJE DE AGRIETAMIENTO POR FATIGA**

C1'	-2.000
C2''	-2.487

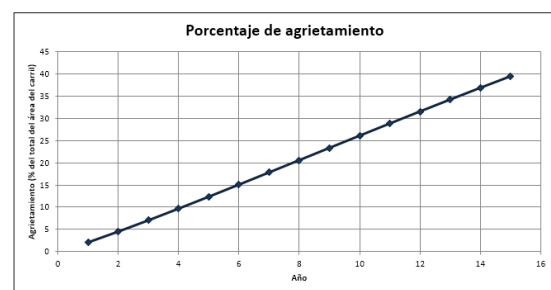
Daño acumulado	FC (%)
0.5%	2.1
0.9%	4.5
1.4%	7.1
2.0%	9.7
2.6%	12.4
3.2%	15.1
3.8%	17.8
4.5%	20.6
5.2%	23.3
6.0%	26.0
6.8%	28.8
7.6%	31.5
8.5%	34.1
9.5%	36.8
10.5%	39.3

FC: Porcentaje del área del carril

$$FC_{bottom} = \left( \frac{6000}{1 + e^{(C_1(C_2 + C_3) + C_4(C_5 + C_6) + C_7(C_8 + C_9))}} \right) \left( \frac{1}{60} \right) \quad (3.3.31a)$$

where:

$FC_{bottom}$  = bottom-up fatigue cracking, percent lane area  
 $D$  = bottom-up fatigue damage  
 $C_1 = 1.0$   
 $C_2 = -2 * C_1$   
 $C_3 = 1.0$   
 $C_4 = -2.40874 - 39.748 * (1 + h_w)^{-1.05}$



**Figura 25.** Ejemplo de área agrietada para el diseño categoría 3

Estos resultados, junto con recomendaciones de la propia de guía MEPDG del 2004, dan cabida a plantear la necesidad de utilizar factores locales de calibración en los modelos por utilizar, y esto es congruente con resultados obtenidos con otras investigaciones (Rahman, 2014) a nivel internacional.

Los datos revisados tanto en la MEPDG como en los estudios mencionados previamente muestran que la aparición de grietas no sigue un comportamiento lineal o exponencial respecto al daño, más bien exhibe un comportamiento similar al de una curva “S”, donde el pavimento dura un período sin grietas superficiales y después de cierto umbral el deterioro visible se dispara hasta formar el patrón de daños tipo “cuero de lagarto”. Este comportamiento también se pudo comprobar en datos obtenidos a través del simulador de vehículos pesados del LanammeUCR (Camacho et al. 2019), donde, se observó que hacia el final de la vida útil del pavimento se deteriora rápidamente y el efecto es potenciado en la presencia de humedad. Además, debe considerarse que el supuesto incluido en la MEPDG (NCHRP, 2004), de que el 50% del área agrietada se da al 100% de daño, podría no cumplirse.

#### *4.1.2 Factores locales preliminares*

##### *4.1.2.1 Fatiga y área agrietada*

Si bien, la búsqueda de factores locales no era uno de los objetivos principales de este proyecto, durante la revisión y análisis, se consideró la necesidad de plantear factores locales de calibración preliminares, que fueran compatibles con el concepto de los modelos planteados en la MEPDG y AASHTOware, en primera instancia porque estos pueden ser actualizados conforme avanza la investigación en el país, debido a que se contaba con la información de daño y porcentajes de grietas para 4 pistas del Pavelab del LanammeUCR (ver Tabla H.3 y Figura H.3), además, existía el precedente del informe LM-PI-GM-INF-22-14 y pronunciamientos del MOPT como el oficio DVOP-5170-07 (MOPT, 2007), donde se exponen componentes y conceptos contemplados en las guías de diseño de la AASHTO.

Para la calibración se utilizó la herramienta Solver del paquete de Microsoft Office, donde se buscó minimizar el error medio cuadrático entre los valores reales (medidos) y los valores predichos por el modelo, incorporando factores locales para trasladar la curva. Estos valores se muestran en la Tabla H.1, con lo que se obtuvo un  $R^2$  de 78% para el valor de área agrietada. Uno de los factores a considerar es que, para los datos disponibles, el supuesto de que el 50% de área agrietada se da al 100% de daño, pareciera no cumplirse, ya que incluso para valores altos de daño, el agrietamiento al final del ensayo es cercano a un 20%, sin

embargo, estos datos deberán validarse con datos reales de campo, ya que dentro del fenómeno de fatiga intervienen otros factores aparte de la cantidad de repeticiones o carga.

También, es importante considerar que la familia de factores de calibración locales para el modelo de agrietamiento es muy amplia, y esto condiciona mucho el cómo se comporta la curva para valores bajos de daño y para valores altos de este. Por lo tanto, dado que existían pocos datos (principalmente valor final de agrietamiento), se analizó su comportamiento en diferentes condiciones y se tomó como parámetro minimizar la diferencia entre la curva original de la AASHTOware y la calibrada (cuando se excede el 100% de daño), estas curvas se pueden observar en la Figura H.2.

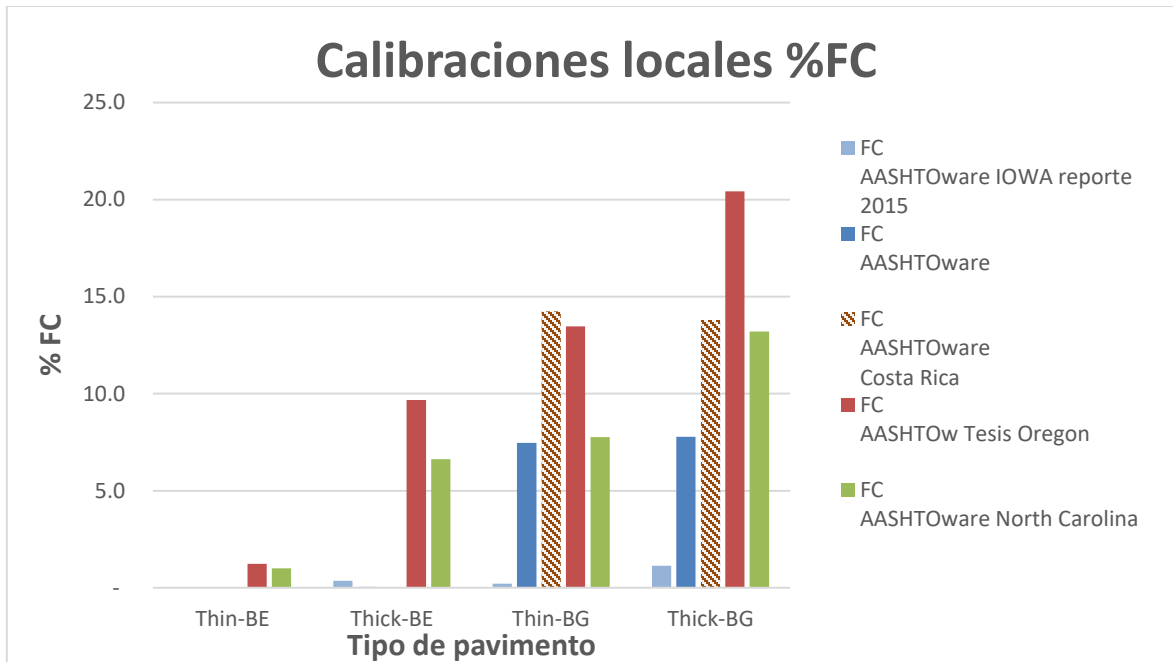
En la Tabla 15 se muestra los resultados obtenidos para fatiga en la MAC y para el porcentaje de área agrietada, respecto a los factores de calibración locales. Estos factores se aplican a las ecuaciones 33 y 39, según se describió en la sección 2.2.1.

**Tabla 15.** Factores de calibración locales para fatiga en MAC

<b>Factores locales para Costa Rica</b>	
Modelo de Fatiga	
f1	1.016
f2	0.823
f3	0.772
Área Agrietada	
C1	4.000
C2	3.652

Para comparar los valores obtenidos se analizaron resultados utilizando factores locales de otros estudios desarrollados en los Estados Unidos, en la Figura 26 se muestra de forma gráfica el comportamiento de los resultados conseguidos, para localidades como Carolina del Norte, Iowa, Oregón (Rahman, 2014) y con los factores globales de la AASHTOware. Los valores de entrada utilizados corresponden a los valores de las pistas utilizadas de referencia, que se muestran en la Tabla H.1 y Tabla H.2. Se puede observar que los valores obtenidos se encuentran cercanos a los valores de referencia, siendo menos riguroso que el modelo sin

calibrar y con valores similares o inferiores a los modelos de “Oregon” y “Carolina del Norte”.



**Figura 26.** Comparación de resultados con otros factores locales estimados internacionalmente

Para complementar la revisión se realizó un análisis de sensibilidad que comprende la modelación de 5000 estructuras generadas de forma aleatoria siguiendo recomendaciones del reporte 1-37A de la NCHRP, 2004, para puntos por analizar y para los intervalos de módulos se siguieron recomendaciones de la FAA y FHWA (ver Tabla 16 y Tabla 17).

**Tabla 16.** Valores de referencia de módulos para diferentes materiales según la FAA

Material	Low Value, PSI (MPa)	Typical Value, PSI (MPa)	High Value, PSI (MPa)
Asphalt concrete	70,000 (500)	500,000 (3,500)	2,000,000 (14,000)
Portland cement concrete	1,000,000 (7,000)	5,000,000 (35,000)	9,000,000 (60,000)
Lean-concrete base	1,000,000 (7,000)	2,000,000 (14,000)	3,000,000 (20,000)
Asphalt-treated base	100,000 (700)	500,000 (3,500)	1,500,000 (10,000)
Cement-treated base	200,000 (1,400)	750,000 (5,000)	2,000,000 (14,000)
Granular base	10,000 (70)	30,000 (200)	50,000 (350)
Granular subbase or soil	5,000 (30)	15,000 (100)	30,000 (200)
Stabilized soil	10,000 (70)	50,000 (350)	200,000 (1,400)
Cohesive soil	3,000 (20)	7,000 (50)	25,000 (170)

Fuente: (Federal Aviation Administration, 2011)

**Tabla 17.** Rango de valores considerados para las modelaciones

Material	Rango de espesores (cm)	Rango de módulo (MPa)
MAC	7-20	500-10500
Base	15-35	70-350
Subbase	15-40	30-200
Subrasante	N/A	20-170

La generación de módulo y espesores se generó de forma aleatoria, dentro de los rangos mencionados, manteniendo restricciones de espesores mínimos y respecto a forma de la estructura, según lo siguiente:

- Espesor:  $MAC < BG < SB$ 
  - MAC: entre 7 -21cm
  - BG: entre 15-35 cm
  - SB: entre 15 y 40 cm
- Módulos:  $MAC > BG > SB$

En el Anexo D.2, se muestran gráficas con los resultados obtenidos según las siguientes variables:

- ESALs: 15 000 000 (categoría 1, según informe LM-PI-GM-INF-22-14).
- Temp MAC: 100° F (37,8°C)
- Nivel freático: 25.4 ft (7,75 m)
- Profundidad del estrato rocoso 175 ft (50 m)

De la Figura D.2.2, se puede observar que cerca del 50% de las estructuras modeladas poseen valores de deformación unitaria a tensión menores a 200  $\mu s$ , lo cual es de esperar según revisiones realizadas, y si se considera un valor alto de hasta 350  $\mu s$  (ver Tabla H.1), se abarca el 95% de los datos modelados, lo cual indica que las combinaciones realizadas brindan casos de estudios aplicables.

Se determinó que 65% de las estructuras brindan al menos 30 MESAL (admisibles), lo cual brindaría una gran cantidad de estructuras con un daño menor al 50%, que con los modelos que incorporan el factor de calibración local para Costa Rica se traduce en que cerca de un



50% de los paquetes modelados poseen un porcentaje de área agrietada menor al 5% (Figura D.2.4), lo cual es favorable en caso de buscar el umbral del 10% de la Tabla 2 cuando se incorpore la componente de confiabilidad.

Además, como se observa en la Tabla D1.1, cerca del 46% de las estructuras modeladas poseen un porcentaje de área agrietada inferior a un 10% cuando el espesor de la MAC es superior a los 13cm, lo cual es muy adecuado considerando que las estimaciones se realizaron para 15 MESAL, donde los espesores de MAC resultantes se encuentran uniformemente distribuidos entre los 7cm y 15cm, con cerca de 350 paquetes para cada espesor.

#### 4.1.3 Ahuellamiento

Como se mencionó en líneas previas los modelos de ahuellamiento no presentan una condición tan crítica para cumplimiento, inclusive, como se muestra en los casos de estudio de los modelos de la MEPDG (Anexo D.1) para las 3 categorías , (ver Tabla 14) se cumplen los umbrales de la Tabla 18.

**Tabla 18.** Umbrales según el informe LM-PI-GM-INF-22-14

<b>Ejes equivalentes de diseño</b>	<b>Ahuellamiento permisible</b>
< 3 millones	25 mm
3-15 millones	20 mm
>15 millones	12,7 mm

Si se toman como referencia los criterios de falla de la Tabla 2, las categorías 2 y 3 cumplirían de forma satisfactoria como se muestra en la Tabla 19, y en el caso de la categoría 1, el valor obtenido es muy cercano al valor de 7 mm, de la AASHTOware.

**Tabla 19.** Valores obtenidos según modelos de la MEPDG vs umbrales de falla

<b>Categorías</b>	<b>Ahuellamiento Anexo D.1</b>	<b>Umbrales según LM-PI-GM-INF-22-14</b>	<b>Umbrales según AASHTOware</b>
Categoría 3	13,4 mm	25 mm	16 mm

<b>Categorías</b>	<b>Ahuellamiento Anexo D.1</b>	<b>Umbrales según LM-PI-GM-INF-22-14</b>	<b>Umbrales según AASHTOware</b>
Categoría 2	10,1 mm	20 mm	12 mm
Categoría 1	8,4 mm	12,7 mm	7 mm

De igual forma que para fatiga en la MAC, se considera que los umbrales deberían estandarizarse, según criterios internacionales, como los expuestos en la Tabla 2.

Para el caso del ahuellamiento global de la estructura de pavimento, no se contaba con datos de deformación acumulado por capa del ensayo del HVS, por lo tanto, no fue posible plantear una posible calibración, considerando el ahuellamiento acumulativo por capa. Sin embargo, dados los buenos resultados obtenidos de los diseños desarrollados con la MEPDG del 2004, se decidió comparar los modelos más actuales de la AASHTOware, con los modelos para Costa Rica.

Al contarse con el proyecto de graduación, “Desarrollo de modelos de deformación permanente para materiales granulares y suelos” (Araya, 2015), se procedió a comparar los resultados de estos modelos con los de la AASHTOware del 2015. Se consideró este estudio, porque brinda modelos calibrados de laboratorio y son datos recientes, sin embargo, dependen de constantes como el esfuerzo desviador y el esfuerzo de confinamiento, valores que en laboratorio se obtienen de forma directa, pero que a través de una modelación conlleva analizar estructura por estructura para poder diferenciar entre los tres esfuerzos principales obtenidos en modelación por la metodología de multicapa elástica.

Se plantearon 70 estructuras, manteniendo de forma constante las propiedades de las capas granulares y suelos, así como espesores de estas. Variando solo los módulos de la MAC y los espesores para cambiar el estado de estado de esfuerzos en diferentes magnitudes y comparar de forma directa los resultados a espesores constantes. Los resultados resumen de estas modelaciones se muestran en el Anexo D.3.

Los espesores y módulos de MAC considerados para esta revisión se muestran en la Tabla 20.

**Tabla 20.** Valores obtenidos según modelos de la MEPDG vs umbrales de falla

Espesores de MAC (cm)	Módulo de la MAC (ksi)	Módulo de la MAC (MPa)
4	350	2410
5	450	3103
6	550	3792
7	650	4482
10	750	5171
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		

Con las estructuras modeladas mediante un software de multicapa elástica, se revisaron los esfuerzos principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ) con el objetivo de extraer de cada uno el equivalente al esfuerzo desviador y el esfuerzo de confinamiento. Los resultados resumen de estos datos se muestran en la Tabla 21, en donde se puede observar para el caso de la modelación como base, el valor promedio de esfuerzo de confinamiento y desviador son: 19kPa y 47kpa, respectivamente. Para el caso de la modelación como subbase los valores fueron de 3 kPa y 22 kPa para esfuerzo de confinamiento y desviador respectivamente, los cuales se pueden considerar bajos en comparación con la secuencia del ensayo de módulo resiliente AASHTO T 307 (entre 20 y 200kPa),

**Tabla 21.** Valores resumen de las 70 modelaciones, materiales M1 y M2 de Costa Rica (ver Anexo D.3)

Base		
Base	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)
Promedio	19,0	47,8
Min	13,6	18,9
Max	46,8	88,7
SubBase		
Base	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)

Base		
Base	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)
Promedio	3,28	21,87
Min	2,47	12,17
Max	3,76	35,53

A partir, de los resultados que se muestran para en el Anexo D.3, se puede inferir que, para las condiciones estandarizadas tomadas en cuenta, el modelo de la AASHTOware, queda entre los materiales analizados, con algunos incrementos en condiciones de mayor espesor, que puede traducir en menores esfuerzo de confinamiento y por lo tanto mayor susceptibilidad al ahuellamiento. Esto implicaría, que, si bien hoy no se cuenta con factores locales, pareciera que los modelos originales de la AASHTOware, se encuentran cercanos a los materiales ensayados en Costa Rica para los casos analizados.

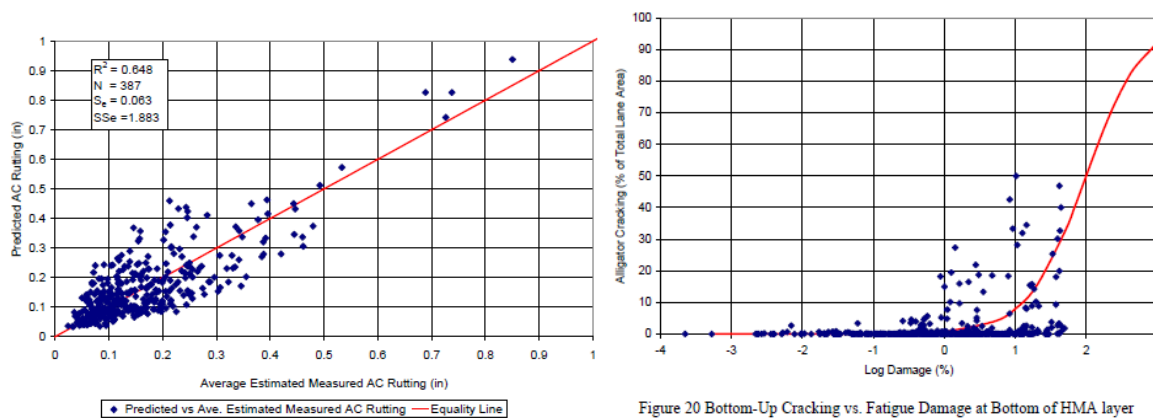
De igual forma para el ahuellamiento se corrió el análisis de sensibilidad de la sección 4.1.2.1, para las 5000 estructuras y se realizaron los respectivos cálculos para obtener el comportamiento del modelo de la AASHTOware de una forma más completa. Estos datos se encuentran en el Anexo D.2, a partir de Figura D.2.20.

Donde se puede destacar que, para obtener valores bajos de ahuellamiento en esta capa, una de las variables más importantes es el módulo de la MAC, donde las modelaciones muestran que para obtener valores bajos de 10 mm a 5 mm (Figura D.2.21 y Tabla D.2.3) es indispensable contar con mezclas que brinden módulos dinámicos altos, a la temperatura de diseño (Mayor a 3500 MPa o 500ksi), condición crítica para Costa Rica, donde la temperatura en la mezcla suele ser una variable importante a considerar y donde las mezclas modificadas por polímeros pueden ser una muy buena solución en rutas de alto tráfico (> 15 MESAL). Además, se pudo observar que para casos críticos con gran cantidad de MESAL, estructuras con espesores mayores a 13-14 cm de MAC, favorece la disminución del ahuellamiento en esta capa (ver Figura D.2.24 y Figura D.2.25).

Se puede destacar que los modelos de ahuellamiento para las capas granulares y de suelo no presentan grandes cambios entre la MEPDG 2004 y ASHTOware 2015, sin embargo, para el modelo de ahuellamiento en MAC, sí se detectaron diferencias en los modelos (en solo una de las constantes) donde cambios en la deformación unitaria a compresión en la MAC pueden

dar resultados con un 25% más de ahuellamiento para las mismas condiciones en el modelo de la AASHTOware 2015.

A pesar de esto se sugiere utilizar el modelo más actualizado, ya que según resultados revisados (Apéndice GG e II de proyecto 1-37A NCHRP, 2004), los modelos de ahuellamiento en MAC desde el inicio han presentado una menor variabilidad y un mejor ajuste, con  $R^2$ , superiores al 60%, que en comparación con los del área agrietada (Figura 27) estos poseen una mayor variabilidad (por eso la importancia de incorporar factores locales).



**Figura 27.** Comparación grafica de ajuste de modelos para la MEPDG, 2004

Fuente: NCHRP, 2004

## 4.2 Variables por considerar

Con base en las revisiones realizadas y fuentes consultadas se plantea el siguiente conjunto de variables para la propuesta de guía de diseño, considerando estudios Nacionales, publicaciones del LanammeUCR, MOPT y literatura internacional, principalmente conceptos de la AASHTO. Adicionalmente, como se mencionó previamente cada uno estos puntos son ampliados en la sección de anexos.

### 4.2.1 Tráfico

- Tráfico promedio diario anual (TPDA).
- Factores camión (FC).
- Ejes equivalentes de carga (ESAL).

- Velocidad de operación.

#### 4.2.2 Materiales

- Módulos semilla según método de la AASHTO de 1993.
- Propiedades para cada material según categoría de diseño.
- Temperatura máxima promedio a la profundidad de interés (según clima)
- Frecuencia de carga en la MAC, según información de tráfico y espesor de la MAC.
- Modelos constitutivos para materiales granulares y suelos en las categorías 2 (Anexo A) y 1.
- Ajuste de propiedades mecánicas (cuando se utiliza modelos constitutivos) por estado de esfuerzos (se debe demostrar un error menor al 10%). En esta Revisión es posible utilizar un eje simple sencillo para acelerar el cómputo.

#### 4.2.3 Clima

- Datos climáticos del Instituto Meteorológico Nacional (IMN).
- Temperatura promedio mensual.
- Precipitación promedio mensual.
- Factor de reducción ambiental (Cary y Zapata, 2010).

#### 4.2.4 Daño

- Daño incremental
- Desviación lateral para el caso de fatiga en MAC.
- Carga estándar de un ESAL (eje simple dual de 80kN).
- Patrón de análisis estructural según la MEPDG (NCHRP, 2004).

#### 4.2.5 Modelos de deterioro

- Modelo de Fatiga para MAC según la AASHTOware con factores de calibración local preliminares para Costa Rica.
- Modelo de área agrietada para MAC según la AASHTOware con factores de calibración local para Costa Rica.

- Modelo de longitud de grietas según la AASHTOware, modificado para ser utilizado con la ecuación de fatiga con factores locales para Costa Rica.
- Modelos de ahuellamiento según la AASHTOware, sin embargo, se revisaron para valorar la proporcionalidad de estos con materiales de Costa Rica (Araya, 2015).
- Modelos de fatiga en bases estabilizadas con cemento según la PCA.
- Modelos de error revisados según la MEPDG (NCHRP, 2004), AASHTO (AASHTO, 2015).

#### 4.2.6 Diseño base

- Diseño base y espesores semillas según método de la AASHTO de 1993.
- Módulo semilla según método de la AASHTO de 1993.

### 4.3 Relaciones entre variables

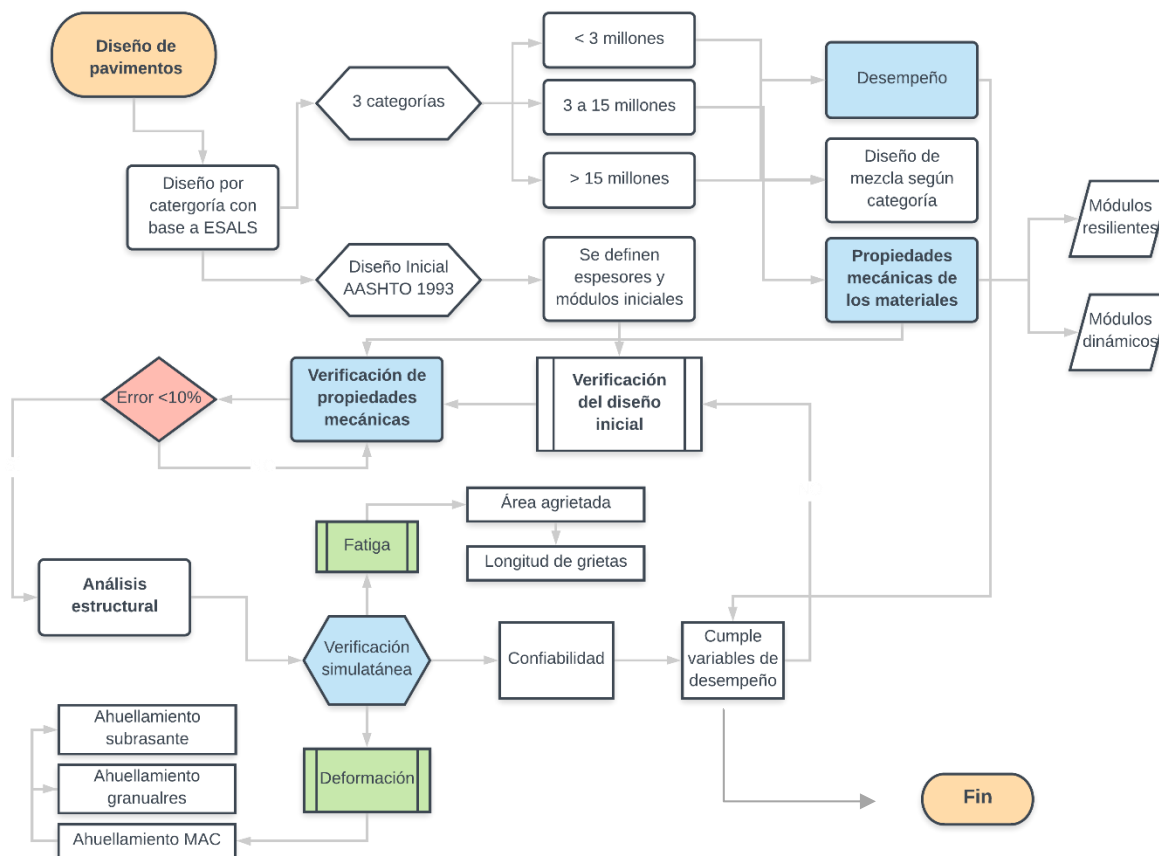
- El diseño base generado por AASHTO 1993 será realizado para las tres categorías de análisis, tomando como criterio base para esta recomendación la experiencia acumulado en Costa Rica con método de diseño, sin embargo, se brindan una serie de recomendaciones y lineamientos para estandarizarlo.
- El tráfico determinado por medio del TPDA y factores camión para Costa Rica, se mantendrá para el diseño mecanístico-empírico.
- Las propiedades de los materiales determinadas por el método de la AASHTO de 1993 servirán como propiedades semilla en la primera iteración del diseño mecanístico-empírico (ME). Además, según se detalla en el procedimiento, en el caso de la categoría de diseño 3 las propiedades se mantienen también en el diseño ME, con excepción del módulo dinámico de la MAC que deberá ser ajustado por frecuencia y temperatura en todas las categorías de análisis.
- El daño se calculará de forma incremental, conservando las propiedades mecánicas y respuestas iniciales.
- El cálculo del factor de reducción ambiental, solo se considera para las subrasantes, ya que los factores de calibración se han determinado principalmente para suelos finos o de grano fino.

- Como entrada se recomiendan valores climáticos por mes (temperatura promedio del aire y precipitación), tomando como base la estación más cercana (en distancia y elevación) o un mínimo de 3 estaciones próximas, con base en el mismo criterio.
- En las categorías de análisis 3 se puede realizar un análisis anual a partir de una ponderación mensual, sin embargo, en las categorías 2 y 1 se deberá realizar un análisis segmentado para cada mes del año.
- La revisión del desempeño deberá realizarse de forma simultánea tanto para la fatiga como la deformación permanente (considerando el respectivo nivel de confiabilidad).
- En caso de cumplir, se deberá modificar el diseño y volver a comenzar, para esto se brindan recomendaciones (ver anexo H).

#### 4.4 Algoritmo final

Un resumen del algoritmo final se puede observar en la Figura 28, en el mismo se muestran los principales componentes y sus relaciones. Como se comentó previamente, en el Anexo F del presente documento se muestra en detalle el borrador de la guía de diseño propuesta y la explicación detalla de cada uno de ellos, así como el paso a paso de utilización.





**Figura 28.** Esquema de diseño propuesto

Es importante mencionar que se propone mantener el Método de la AASHTO del 1993, para obtener espesores y módulos semilla. Esto con el objetivo principal de realizar un cambio más gradual entre métodos de diseño y poder guiar a los diseñadores en esa primera estructura por optimizar con base en componentes mecanístico empíricos.

#### 4.5 Observaciones adicionales

A continuación, se muestra algunas variables consideradas en el esquema de la Figura 28.

- Diseño por categorías, (3 categorías)
  - Donde 1 es la de mayor impacto y 3 la de menos impacto.
  - La categoría de diseño condiciona en nivel de confiabilidad a utilizar en los modelos de desempeño y la confiabilidad de los datos.
  - El nivel de tráfico condiciona la categoría.

- Tráfico
  - Las categorías condicionan la precisión de los datos a utilizar.
  - Para las tres categorías es requerido el TPDA y los factores camión asociados (actualizados al 2017).
  - Se calcula la cantidad de ESALS de diseño de forma mensual o anual, esto según el detalle y categoría de análisis.
- Clima
  - Variables climáticas de Costa Rica.
  - Se recomienda utilizar datos históricos (10 años al menos) mensuales para temperatura promedio y precipitación de la zona.
  - La estación más cercana al proyecto (distancia y altura) o un promedio de las tres más próximas bajo el mismo criterio.
- Factor de reducción ambiental
  - Modelo revisado a profundidad con estimaciones locales.
  - Las variables climáticas son necesarias para este cálculo.
  - La estimación se realiza para cada mes del año.
  - Solo se realiza para la subrasante.
- Propiedades de los materiales
  - Toma como entrada la categoría de diseño para determinar la precisión de los datos.
  - Deberán ser afectados con condiciones climáticas: temperatura para la MAC y Temperatura y precipitación para subrasante.
  - En la primera iteración se tomará como válido los módulos aproximados para la metodología de la AASHTO de 1993.
  - Los modelos de los materiales (cuando se cuente con modelos constitutivos), deberán corregirse inicialmente por su estado de esfuerzos, una vez el error sea menos al 10%, se podrá seguir con la modelación.
  - Según estudios realizados en le PaveLab del LanammeUCR, el módulo inicial para bases estabilizadas con cemento podría caer a valores inferiores a un 50% del valor inicial, debido al agrietamiento inicial de la misma (Camacho et al, 2019), el cual es consistente con estudios internacionales (Bush, Thogersen &

Henrichsen, 2006). Por lo tanto, se recomienda esta consideración en la estimación de respuestas de pavimento semirrígidos.

- Daño incremental
  - Las propiedades de los materiales con conceptos ME son requeridas.
  - Concepto de ley de Miner's aplicado.
  - Toma como entrada la cantidad de ESALS.
  - El concepto de desviación lateral solo aplica para fatiga de la MAC.
  - Es requerida la modelación de la estructura para cada mes o año. (Mes, para categorías 1 y anual para la categoría 3).
- Modelos de desempeño
  - Los modelos de desempeño deben revisarse de forma simultánea, considerando la confiabilidad del proyecto.
  - Se recomienda utilizar las ecuaciones con coeficientes locales para Costa Rica, sin embargo, estos modelos son preliminares.
  - Un diseño solo puede considerarse como aceptable, cuando se cumple con todos los criterios límites, según la categoría de diseño.
  - Se recomienda plantear más de un diseño válido, con el objetivo de que pueda realizarse una valoración de costos.

## 5 Conclusiones y Recomendaciones

- Se desarrolló una propuesta de proceso de diseño actualizado para Costa Rica, que puede ser utilizada y llevada a la práctica, utilizando la capacidad instalada actualmente en el país.
- Por medio del trabajo realizado se logró efectuar una revisión de literatura internacional y nacional, para valorar la incorporación de componentes de diseño actuales y de real aplicabilidad en el país.
- Los criterios seleccionados pretenden ser un punto de partida hacia el diseño de pavimentos mecanístico-empírico, este es uno de los principales factores que influyó en la recomendación de mantener la guía de la AASHTO de 1993 para el diseño base o inicial.
- Se determinó que la guía de la CALME posee aspectos y conceptos muy interesantes, como el concepto de daño recursivo y análisis de materiales, que el país ya está estudiando a través del simulador de vehículos pesados (HVS) del LanammeUCR, sin embargo, se requiere de más estudios en el área, relacionado con el pérdida de rigidez de pavimentos en servicio, mecánica de la fractura y durabilidad de materiales (mezclas asfálticas, granulares, suelos y estratos estabilizados) para poder a comprender mejor el comportamiento de los pavimentos de Costa Rica (al nivel requerido por la guía) y poder depurar el algoritmo de daño incremental-recursivo para aplicabilidad en el país.
- Los criterios presentados en las guías de la MEPDG y AASHTO (año 2008 y 2015), presentaron la mayor cantidad de conceptos por incorporar, ya que poseen un procedimiento amigable con el usuario, al existir manuales de uso práctico y guías más extendidas, además varios conceptos ya se han utilizado en el país desde hace varios años (modelos de desempeño y análisis de pavimentos).
- Se preparó una compilación de criterios de forma detallada y se definió un posible formato de guía de diseño, este se presenta en el Anexo F, el mismo recopila la información y los aspectos que presentaron mayor compatibilidad con la realidad nacional u objetivos planteados.

- El procedimiento planteado y detallado en el Anexo F, presenta una oportunidad valiosa para actualizar los procesos de diseño de pavimentos del país, con la ventaja de que permite un avance progresivo en los componentes considerados.
- Se recomienda realizar esfuerzos en elaborar un software que pueda compilar los conceptos y pasos de diseño presentados en el Anexo F, esto permitiría potenciar el uso de la guía y poder realizar cálculos más precisos en cada proceso de iteración. Asimismo, se recomienda que estos esfuerzos se canalicen en versiones en la “nube”, que permitan una actualización y gestión de datos acordes a la realidad actual y futura de los posibles usuarios.
- Se recomienda, actualizar los coeficientes locales de calibración con datos de más pistas de ensayo, para poder mejorar el modelo de forma progresiva, así como complementar la información de los ensayos con mediciones de campo, como, área agrietada, grietas longitudinales y ahuellamiento.
- Se recomienda realizar una compilación de variables climáticas, con estaciones preestablecidas, que permita disponer de un amplio catálogo de estaciones climáticas para los diseños por realizar.
- Se recomienda a la Administración a utilizar el Anexo F del presente documento para actualizar los procesos de diseño actuales en el país.

## 6 Referencias bibliográficas

1. Arias, Eliécer. (2014). Recomendaciones Técnicas Para El Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles Con La Incorporación de Criterios Mecánicos-Empíricos. LanammeUCR.
2. Arias, E., Aguiar, J., Loria, G., & Camacho, E. (2018). Calibration of Mechanistic-Empirical Fatigue model under different moisture conditions. En E. Masad, A. Bhasin, T. Scarpas, I. Menapace, & A. Kumar (Eds.), *Advances in Materials and Pavement Prediction* (pp. 21-25). Doha, Qatar. Recuperado de <https://books.google.co.cr/books?id=IktnDwAAQBAJ&printsec=frontcover#v=onepage&q&f=false>
3. Austroads. (2012). *Guide to Pavement Technology, Part 2: Pavement Structural Design*. Sydney: Austroads.
4. Araya, C. (2015). *Desarrollo de modelos de deformación permanente para materiales granulares y suelos*. San Pedro: Universidad de Costa Rica.
5. American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*. Washington, D.C.
6. Allen, J., Ulloa, Á., Sibaja, D., & Badilla, G. (2007). *Determinación de factores de los factores camión en Costa Rica*. San José, Costa Rica.
7. Allen, J., & Badilla, G. (2011, noviembre). *Determinación de la Carga de Diseño para Pavimentos Flexibles en Costa Rica*. Presentado en *Determinación de la Carga de Diseño para Pavimentos Flexibles en Costa Rica*, Río de Janeiro, Brasil. Recuperado de [https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/516/IBP2134\\_11%20Determinacion%20carga%20de%20dise%c3%b1o%20Costa%20Rica%20VF.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/516/IBP2134_11%20Determinacion%20carga%20de%20dise%c3%b1o%20Costa%20Rica%20VF.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
8. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2015). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide - A Manual of Practice* (2nd Edition). American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
9. ASTM International. (2011). D7369 – 11: Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension Test. United States.

10. Badilla, G., & Molina, D. (2009). Incidencia de las Estaciones de Pesaje Móvil en los Factores Camión en Pavimentos de Costa Rica. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, Unidad de Investigación en Infraestructura Vial, San José, Costa Rica.
11. Busch, Christian & Thøgersen, Finn & Henrichsen, Anders. (2006). Development and Validation of a Mechanistic Recursive-Incremental Deterioration Model for Cement-Stabilized Base Courses. Transportation Research Record. 1974. 128-137. 10.3141/1974-17.
12. Carranza, F. (2007). Evaluación del módulo de resiliencia de un suelo de subrasante. Tesis para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, San José.
13. Camacho-Garita, E., Aguiar-Moya, J., Ávila-Esquivel, T., & Loría-Salazar, L. (2019). Effect of Moisture on Full-Scale Pavement Distress. *Journal of Testing and Evaluation*, 48(1), 235-246. Retrieved from <https://doi.org/10.1520/JTE20180902>
14. Cary, C. E., & Zapata, C. E. (2010). Enhancement of the Model for Resilient Response of Soils due to Seasonal Environmental Changes Implemented in the M-EPDG. Tempe: Transportation Research Record.
15. Chon Kan, P. (2017). Modelado de Curvas Características Suelo-Agua para carreteras de Costa Rica . San Pedro: Universidad de Costa Rica
16. Cook, J. R., Petts, R. C., & Rolt, J. (2013). Low volume rural road surfacing and pavements, a guide to good practice. Londres: OTB Engineering UK LLP.
17. Department of Transport Republic of Sudafrica. (1996). TRH4: Structural Design of Flexible Pavement for Interurban and Rural Roads. Pretoria, Sudáfrica.
18. Dirección de Viabilidad del Ministerio de Obras Públicas de Chile. (2002). Guía de diseño estructural de pavimentos para caminos de bajo volumen de tránsito. Chile.
19. Elizondo, F., & Jiménez, M. (2013). Calibración de un modelo para valorar la susceptibilidad al agrietamiento por fatiga de mezclas asfálticas para Costa Rica. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, San José.
20. Elizondo, F., Badilla, G., & Ulloa, Á. (2008). Predicción de módulos resilientes en mezclas asfálticas mediante el modelo de Witczak. Infraestructura Vial(19).
21. Engar, O. (2018). A Literature Review on Wheel Wander. Springfield: IAPA.

22. Espinoza Gonzáles, J. C. (2013). Trabajo Final de Graduación: Determinación de Factores Camión y Espectros de Carga Representativos de Autobuses Urbanos e Interurbanos para Diseño de Pavimentos Flexibles de Costa Rica . (Tesis inédita de licenciatura). Universidad de Costa Rica. San Pedro.
23. Federal Ministry of Works. (2013). Highway Manual Part 1: Design. Abuja: Federal Ministry of Works.
24. Federal Aviation Administration. (2011). Use of Nondestructive Testing in the Evaluation of Airport Pavements – Document Information (No. AC 150/5370-11B). Recuperado de [https://www.faa.gov/airports/resources/advisory\\_circulars/index.cfm/go/document.c](https://www.faa.gov/airports/resources/advisory_circulars/index.cfm/go/document.current/documentNumber/150_5370-11)
25. Garnica, Paul, and Robert Hernández (2013). Manual de Usuario IMT-PAVE 1.1. Sanfandila: Instituto Mexicano del Transporte.
26. Harvey, J., & Basheer, I. (2011). California's Transition to Mechanistic-Empirical Pavement Design. Technology Transfer Program, (Vol 3. No 1).
27. Harvey, J., Basheer, I., Jones, D., Wu, R., Lea, J., & Lu, Q. (2010). CALME: A New Mechanistic-Empirical Design Program for Flexible Pavement Rehabilitation.
28. Harman, T., D'Angelo, J., & Bukowski, J. (1999). Superpave Asphalt Mixture Design Workshop Workbook. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
29. Herrera, V. (2007). Valoración del módulo resiliente para un suelo utilizado como subrasante. Tesis para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, San José.
30. Hall, Kevin, and James Mainey (2009). PCC Materials Input Values for Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. Fayetteville: University of Arkansas.
31. Hernández, H. (2018, julio). Parámetros de tránsito para diseño de pavimentos en la Red Vial Nacional Primaria de Costa Rica. Código 321-B5-A41. Informe Final (LM-PI-USVT-006-18). LanammeUCR. Recuperado de [https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/1584/L](https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/1584/LM-PI-USVT-006-)



18%20LI%20Parametros%20Transito%20Diseno%20Pavimentos.pdf?sequence=1  
&isAllowed=y

32. Iowa State University. (2015, diciembre). Investigation of AASHTOWare Pavement ME Design/DARWin-ME Performance Prediction Models for Iowa Pavement Analysis and Design. Recuperado 2 de mayo de 2019, de [http://publications.iowa.gov/21795/1/IDOTLIB\\_InTrans\\_14\\_496\\_AASHTOWare\\_Pavement\\_ME\\_Design\\_DARWin\\_ME\\_Models\\_2015.pdf](http://publications.iowa.gov/21795/1/IDOTLIB_InTrans_14_496_AASHTOWare_Pavement_ME_Design_DARWin_ME_Models_2015.pdf)
33. Instituto Mexicano del Transporte. (2001). Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares. Sanfandila: Secretaría de Comunicaciones y Transportes Instituto Mexicano del Transporte.
34. Keller, G., & Sherar, J. (2008). Ingeniería de caminos rurales, guía de campo para las mejores prácticas de gestión de caminos. México: Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
35. Lu, Q., Ullidtz, P., Basheer, I., Ghuzlan, K., & Signore, J. (2009). and Rehabilitation Pavement Design Process with New Back-Calculation Software.
36. Loría, Luis Guillermo. (2013). Desarrollo de La Guía de Diseño de Pavimentos de Costa Rica. In . Antigua Guatemala: CILA 2013.
37. Loría, Luis Guillermo, Christofer Trejos, and Paulina Leiva. (2015). Avance de Las Investigaciones En La Generación de La Interfaz Dse Cálculo Que Acompañará a La Nueva Guía de Diseño de Pavimentos Costarricenses. In . Bariloche: CILA 2015.
38. LanammeUCR. (2013). IMoDin: Interfaz gráfica del cálculo del Módulo Dinámico. Retrieved from <http://www.lanamme.ucr.ac.cr/index.php/centro-de-descarga/programas/i-modin.html>
39. LanammeUCR. (2016). Fotografía contador de Radar. Retrieved from Base de datos UGM LanammeUCR
40. LanammeUCR. (2018). Primer Ensayo Acelerado de Pavimentos a Escala Natural, LM-PI-UMP-088-R1. San Pedro : LanammeUCR.
41. Leiva Padilla, P., Aguiar, J. P., Leiva, F., & Loría, L. G. (2013). Herramienta de cálculo de la Curva Maestra de Módulo Dinámico. Laboratorio Nacional de Matriales y Modelos Estructurales, Unidad de Materiales y Pavimentos, San José.

42. Leiva-Villacorta, F., Loria, L., & Aguiar-Moya, J. P. (2013). Development of an improved and more effective dynamic modulus  $E^*$  model for mixtures in Costa Rica by means of artificial neural networks. Washington D.C.: 92th Annual Meeting of the Transportation Research Board.
43. Leiva, F., Vargas, A., Aguiar, J., & Loría, L. (2016, 12 enero). Calibration of a Mechanistic-Empirical Fatigue Model Using the PaveLab Heavy Vehicle Simulator. Recuperado 8 de julio de 2018, de <https://trid.trb.org/view/1393294>
44. Mana, S., Ruiz, P., & Gutiérrez, A. (2015). The Critical Zone in Tropical Environments. *Developments in Earth Surface Processes*, 473-496. <https://doi.org/10.1016/b978-0-444-63369-9.00015-x>
45. Ministerio de Obras Públicas y Transportes de Costa Rica. (2010). Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes CR-2010. Republica de Costa Rica.
46. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2008). Manual para el diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito. Lima, Perú.
47. Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú. (2008). Manual de diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito. Lima: Tarea Asociación Gráfica Educativa.
48. Mohs, C. (2008). Variación del módulo de resiliencia de suelos de subrasante según el contenido de humedad y el grado de compactación. Tesis para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, San José.
49. MOPT. (2020). Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Carreteras y Puentes CR-2020. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, San José.
50. Mandapaka, V., Basheer, I., Sahasi, K., Ullidtz, P., Harvey, J., & Sivaneswaran, N. (2012). Mechanistic-Empirical and Life-Cycle Cost Analysis for Optimizing Flexible Pavement Maintenance and Rehabilitation.
51. Meyer, W., & Reichert, J. (1990). Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM STP 1031. Philadelphia, PA: American Society for Testing and Materials.

52. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). (2006). Changes to the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. Washington, DC: NCHRP. Retrieved Octubre 15, 2019, from <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/mepdg/DraftDigest.pdf>
53. National Cooperative Highway Research Program. (2004). Guide for Mechanistic-Empirical Design Guide of New and Rehabilitated Pavement Structures. National Research Council, Transportation Research Program, Illinois.
54. National Cooperative Highway Research Program. (2004, Enero). Research Results Digest 285. Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design.
55. National Research Council (U.S.). Highway Research Board, American Association of State Highway Officials. (1961). The AASHO Road Test: Report 1, History and Description of the Project. Washington, D.C.: National Academy of Sciences-National Research Council.
56. Orozco, E. O. (2007). Zonificación Climática de Costa Rica Para la Gestión de Infraestructura Vial. Trabajo Final de Graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José.
57. Oscarsson, E., & Popescu, L. (2011). Evaluation of the CALME Permanent Deformation Model for Asphalt Concrete Layers.
58. Porras, J. D. (2009). Determinación de rangos de módulos resilientes para materiales constituyentes de la estructura de pavimentos existentes en Costa Rica, mediante el procedimiento de retrocálculo de módulos y ensayos dinámicos. Tesis para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, San José.
59. Rahman, Md Shaidur, "Local calibration of the MEPDG prediction models for pavement rehabilitation and evaluation of top-down cracking for Oregon Roadways" (2014). Graduate Theses and Dissertations. 14295. <https://lib.dr.iastate.edu/etd/14295>
60. Ramírez, D. (2013). Comparación de propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación de un suelo arcilloso de subrasante. Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, San José.

61. Reyes, Fredy. (2003). Diseño Racional de Pavimentos. 1st edition. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
62. Puello, R. (2019). Efecto de la Humedad en Tramos de Prueba de Pavimentos a Escala Natural (Maestría). Universidad de Costa Rica.
63. Salazar, L., Peace Corps, Tolisano, J., Crane, K., Wheeler, L., ter, M., & Radtke, D. (1994, septiembre). Irrigation reference manual: Chapter 2 - Physical and biological resource base: 2.4 Soil-Plant-Water relationships: 2.4.1 Soil moisture storage and availability. Recuperado 15 de octubre de 2019, de <http://www.nzdl.org/gsdldmod?e=d-00000-00---off-0hdl--00-0----0-10-0---0---0direct-10---4-----0-11--11-en-50---20-about---00-0-1-00-0--4----0-0-11-10-0utfZz-8-00&a=d&c=hdl&cl=CL1.9&d=HASH5653c08b1d2b731918158f.3.4.1>
64. Saldaña, David. (2013) Estudio Comparativo de La Sensibilidad de La Metodología de Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles: Método AASHTO 93 Y ME-PDG v 1.1. Santiago: Pontificia Universidad Católica de Chile.
65. Scullion, T., Jacob, U., Stacy, H., & Chen, P. (2008). Thickness Design Systems for Pavements Containing Soil-Cement Bases. Illinois: Portland Cement Association.
66. Thyagarajan, S., Sivaneswaran, N., Petros, K., & Muhunthan, B. (s.f.). Development Of A Simplified Method For Interpreting Surface Deflections For In-Service Flexible Pavement Evaluation.
67. The South African National Roads Agency LTD. (2013). South African Pavement Engineering Manual. South African National Roads Agency LTD.
68. Theyse, H. (1996). Overview of the South African Mechanistic Pavement Design Method. Pretoria: Transportation Research board.
69. Texas Department of Transportation. (2012). Traffic Recorder Instruction Manual. Austin: Texas Department of Transportation.
70. Trejos, Christopher. (2015). Herramienta de Cálculo Complementaria a La Nueva Metodología de Diseño Mecánico Empírico de Pavimentos Flexibles de Costa Rica (Tesis). Universidad de Costa Rica.
71. University of California Pavement Research Center, California Department of Transportation Division of Research and Innovation. (2004). Manual for Caltrans

- Mechanistic-Empirical Pavement Design (Flexible Pavements). California: Pavement Research Center.
72. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. (2016). AASHTO Road Test. <https://www.fhwa.dot.gov/infrastructure/50aasho.cfm>.
  73. Ullidtz, Per & Harvey, John & Tsai, Bor-Wen & Monismith, Carl. (2005). Calibration of Incremental-Recursive Flexible Damage Models in CALME Using HVS Experiments. Institute of Transportation Studies, UC Davis, Institute of Transportation Studies, Working Paper Series.
  74. Vargas, C., & Allen, J. (2014). Determinación de los factores camión promedio en estaciones de pesaje en Costa Rica: Periodo 2008 - 2011. San Pedro.
  75. Vargas, Pablo. (2013). Elementos Fundamentales Para El Desarrollo de Una Guía de Diseño de Pavimentos Empírico - Mecánica Para Costa Rica (Tesis). Universidad de Costa Rica.
  76. Wu, R., & Harvey, J. (2012). Calibration of Asphalt Concrete Cracking Models for California Mechanistic-Empirical Design (CALME).
  77. Wu, R., Tsai, B., Harvey, J., Ullidtz, P., Holland, J., & Basheer, I. (2009). Using four-point bending tests in calibration of the California mechanistic-empirical pavement design system.
  78. Zuñiga, J. C. (2017). Anuario de Información de Tránsito 2017. San José: Ministerio de Obras Públicas y Transportes de Costa Rica.

## **Anexos**

## Anexo A: Modelos constitutivos

Anexo A.1: Modelos de módulo Resiliente para suelos**Clasificación SUCS**

Suelos ML

**Tabla A.1.1.** Modelos constitutivos para suelos ML, 2007

<b>Fórmulas</b>	<b>Condiciones</b>
$M_R = 4799,2 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,063} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{0,035}$	Saturación prueba: 57,6% Saturación compactación: 57,7%
$M_R = 4050,6 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,231} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,139}$	Saturación prueba: 73,3% Saturación compactación: 72,7%
$M_R = 3005,0 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,044} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,188}$	Saturación prueba: 100%, Saturación compactación: 76,2%
$M_R = 3354,2 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,097} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{0,083}$	Saturación prueba: 86,5%, Saturación compactación: 86,8%
$M_R = 3507,7 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,083} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,266}$	Saturación prueba: 100%, Saturación compactación: 89,1%
Mr: Módulo resiliente (kPa) Pa: Presión atmosférica, 88.38 kPa (promedio para San José) $\theta$ = Esfuerzo total ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ) (kPa), con: $\sigma_1$ : Esfuerzo principal mayor $\sigma_2$ : Esfuerzo principal intermedio	

$\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.

$\tau_{oct}$ : Esfuerzo cortante octaédrico (kPa)

Fuente: (Herrera, 2007)

**Tabla A.1.2.** Modelos constitutivos para suelos ML, 2008

Fórmulas	Condiciones
$Mr = 1230,7 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-0,336} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{1,823}$	Humedad (seca): 7,29%
$Mr = 1163,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,186} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,289}$	Humedad (óptima): 21,80%
$Mr = 559,2 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,313} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,774}$	Humedad (saturada): 26,83%
$Mr = 1143,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-0,227} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{1,287}$	Humedad (seca): 7,47%
$Mr = 951,3 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,226} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,690}$	Humedad (óptima): 21,68%



$Mr = 413,3 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,232} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,156}$	<p>Humedad (saturada): 27,66%</p>
$Mr = 941,1 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-0,058} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{0,992}$	<p>Humedad (seca): 6,87%</p>
$Mr = 981,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,329} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,904}$	<p>Humedad (óptima): 21,60%</p>
<p><i>Mr</i>: Módulo resiliente (kPa)</p> <p><i>Pa</i>: Presión atmosférica, 88.38 kPa (promedio para San José)</p> <p><math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa), con:</p> <p><math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor.</p> <p><math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio.</p> <p><math>\sigma_3</math>: Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.</p> <p><math>\tau_{oct}</math>: Esfuerzo cortante octaédrico (kPa).</p> $\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$	

Fuente: (Mohs, 2008)

## Suelos CH

Tabla A.1.3. Modelos constitutivos para suelos CH, 2013

Fórmula	Condiciones
$Mr = 0,41 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,151} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-1,643}$	Humedad óptima: 45% Densidad seca: 990 kg/m <sup>3</sup>
<p> <i>Mr</i>: Módulo resiliente (MPa)  <i>Pa</i>: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José)  <math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa), con:  <math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor  <math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio  <math>\sigma_3</math>: Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.  <math>\tau_{oct}</math>: Esfuerzo cortante octaédrico (kPa)  <math display="block">\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}</math> </p>	

Fuente: (Ramírez, 2013)

## Suelos MH

Tabla A.1.4. Modelos constitutivos para suelos MH, 2008

Fórmula	Condiciones
$M_R = 1177,8 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,047} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{0,881}$	Humedad (seca): 13,73%
$M_R = 1257,4 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,145} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,389}$	Humedad (óptima): 32,45%
$M_R = 802,4 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,209} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-1,794}$	Humedad (saturada): 35,74%
$M_R = 1126,8 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,101} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{0,026}$	Humedad (seca): 11,50%

$M_R = 1032,2 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,214} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,767}$	Humedad (óptima): 32,71%
$M_R = 934,9 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,198} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-3,306}$	Humedad (saturada): 38,06%
$M_R = 796,2 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{-0,368} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-1,963}$	Humedad (seca): 9,30%
$M_R = 935,610 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,190} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-1,480}$	Humedad (óptima): 32,56%
$M_R = 809,990 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,317} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-2,619}$	Humedad (saturada): 41,32%
<p><i>Mr</i>: Módulo resiliente (kPa)</p> <p><i>Pa</i>: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José)</p> <p><math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa) , con:</p> <p><math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor</p> <p><math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio</p> <p><math>\sigma_3</math>: Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.</p> <p><math>\tau_{oct}</math>: Esfuerzo cortante octaédrico (kPa)</p> $\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$	

Fuente: (Mohs, 2008)

**Tabla A.1.5.** Modelos constitutivos para suelos MH, 2007

Fórmula	Condiciones
$M_R = k_1 + k_3 * (k_2 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $M_R = k_1 - k_4 * (\sigma_d - k_2), \text{con } \sigma_d > k_2$ $K_1: \text{kPa}$ $K_2: \text{kPa}$ $M_R: \text{kPa}$ $\sigma_d: \text{Esfuerzo desviador (kPa)}$	
$29310 + 238,4 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $29310 - 71,6 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :41,4 kPa
$30700 + 148,4 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $30700 - 0 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :27,6 kPa
$31140 + 153,7 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $31140 - 16,1 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :13,8 kPa
$28760 + 261,1 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $28760 - 0 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :41,4 kPa
$27980 + 173,8 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $27980 - 21,6 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :27,6 kPa
$k_5 * \sigma_d^{k_6}$ $\sigma_d: \text{Esfuerzo desviador (kPa)}$ $Mr: \text{Módulo resiliente (MPa)}$	
Fórmula	Condiciones
$Mr: 43,5 * \sigma_d^{-0,092}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :41,4 kPa
$Mr: 39,1 * \sigma_d^{-0,062}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :27,6 kPa
$Mr: 40,3 * \sigma_d^{-0,071}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :13,8 kPa
$Mr: 49,1 * \sigma_d^{-0,136}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :27,6 kPa

$Mr: 37,9 * \sigma_d^{-0,074}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :13,8 kPa
--------------------------------	--

Fuente: (Carranza, 2007)

**Clasificación AASHTO**

Suelos A-4

**Tabla A.1.6.** Modelos constitutivos para suelos A-4, 2008

Fórmula	Condiciones
$Mr = 1230,7 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-0,336} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{1,823}$	Humedad (seca): 7,29%
$Mr = 1163,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,186} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,289}$	Humedad (óptima): 21,80%
$Mr = 559,2 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,313} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,774}$	Humedad (saturada): 26,83%
$Mr = 1143,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-0,227} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{1,287}$	Humedad (seca): 7,47%
$Mr = 951,3 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,226} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,690}$	Humedad (óptima): 21,68%
$Mr = 413,3 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,232} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,156}$	Humedad (saturada): 27,66%
$Mr = 941,1 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-0,058} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{0,992}$	Humedad (seca): 6,87%
$Mr = 981,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,329} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,904}$	Humedad (óptima): 21,60%
<p><math>Mr</math>: Módulo resiliente (kPa).  <math>P_a</math>: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José).  <math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa), con:  <math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor.  <math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio.  <math>\sigma_3</math>: Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.  <math>\tau_{oct}</math>: Esfuerzo cortante octaédrico (kPa).</p>	

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$$

Fuente: (Mohs, 2008).

Suelos A-5

**Tabla A.1.7.** Modelos constitutivos para suelos A-5, 2007

Fórmulas	Condiciones
$M_R = 4799,2 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,063} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{0,035}$	Saturación prueba: 57,6% Saturación compactación: 57,7%
$M_R = 4050,6 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,231} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,139}$	Saturación prueba: 73,3% Saturación compactación: 72,7%
$M_R = 3005,0 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,044} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,188}$	Saturación prueba: 100%, Saturación compactación: 76,2%
$M_R = 3354,2 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,097} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{0,083}$	Saturación prueba: 86,5%, Saturación compactación: 86,8%
$M_R = 3507,7 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,083} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{-0,266}$	Saturación prueba: 100%, Saturación compactación: 89,1%
<p><i>Mr</i>: Módulo resiliente (kPa)</p> <p><i>Pa</i>: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José)</p> <p><math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa), con:</p> <p><math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor</p> <p><math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio</p>	

$\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.

$\tau_{oct}$ : Esfuerzo cortante octaédrico (kPa)

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$$

Fuente: (Herrera, 2007)

Suelo A-7-5

**Tabla A.1.8.** Modelos constitutivos para suelos A-7-5, 2008

Fórmula	Condiciones
$M_R = 1177,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,047} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{0,881}$	Humedad (seca): 13,73%
$M_R = 1257,4 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,145} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-0,389}$	Humedad (óptima): 32,45%
$M_R = 802,4 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,209} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,794}$	Humedad (saturada): 35,74%
$M_R = 1126,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,101} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{0,026}$	Humedad (seca): 11,50%
$M_R = 1032,2 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,214} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-0,767}$	Humedad (óptima): 32,71%
$M_R = 934,9 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,198} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-3,306}$	Humedad (saturada): 38,06%
$M_R = 796,2 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{-0,368} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,963}$	Humedad (seca): 9,30%

$M_R = 935,610 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,190} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,480}$	Humedad (óptima): 32,56%
$M_R = 809,990 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,317} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-2,619}$	Humedad (saturada): 41,32%
<p> <i>Mr</i>: Módulo resiliente (kPa)  <i>Pa</i>: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José)  <math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa) , con:  <math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor  <math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio  <math>\sigma_3</math>: Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.  <math>\tau_{oct}</math>: Esfuerzo cortante octaédrico (kPa)  <math>\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}</math> </p>	

Fuente: (Mohs, 2008)

**Tabla A.1.9.** Modelos constitutivos para suelos CH, 2013

Fórmula	Condiciones
$Mr = 0,41 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,151} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,643}$	Humedad óptima: 45% Densidad seca: 990 kg/m <sup>3</sup>
<p> <i>Mr</i>: Módulo resiliente (MPa)  <i>Pa</i>: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José)  <math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa) , con:  <math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor  <math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio  <math>\sigma_3</math>: Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.  <math>\tau_{oct}</math>: Esfuerzo cortante octaédrico (kPa)  <math>\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}</math> </p>	

Fuente: (Ramírez, 2013)



**Tabla A.1.10.** Modelos constitutivos para suelos A-7-5, 2009

Fórmula	Condiciones
$Mr = 1633,9 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,069} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,646}$	Subrasante - $W_{\text{óptima}}$ : 34,80%
$Mr = 1211,4 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,118} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-0,652}$	Subrasante - $W_{\text{óptima}}$ : 28,83%
<p> <math>Mr</math>: Módulo resiliente (kPa)  <math>P_a</math>: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José)  <math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa), con:  <math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor  <math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio  <math>\sigma_3</math>: Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.  <math>\tau_{oct}</math>: Esfuerzo cortante octaédrico (kPa) </p> $\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$	

Fuente: (Porrás, 2009)

**Tabla A.1.11.** Modelos constitutivos para suelos A-7-5, 2009

Fórmula	Condiciones
$Mr: 233964,6 * \sigma_d^{-0,216}$	Subrasante - $W_{\text{óptima}}$ : 34,80%
$Mr: 122019,8 * \sigma_d^{-0,061}$	Subrasante - $W_{\text{óptima}}$ : 28,83%
<p> <math>\sigma_d</math>: esfuerzo desviador (kPa)  <math>Mr</math>: módulo resiliente (kPa) </p>	

Fuente: (Porrás, 2009)

**Tabla A.1.12.** Modelos constitutivos para suelos A-7-5, 2007

$Mr = k_1 + k_3 * (k_2 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $Mr = k_1 - k_4 * (\sigma_d - k_2), \text{con } \sigma_d > k_2$ <p> <math>K_1</math>: kPa  <math>K_2</math>: kPa  <math>K_3</math>: sin unidades  <math>K_4</math>: sin unidades  <math>Mr</math>: kPa  <math>\sigma_d</math>: Esfuerzo desviador (kPa)         </p>	
Fórmulas	Condiciones
$29310 + 238,4 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $29310 - 71,6 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :41,4 kPa
$30700 + 148,4 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $30700 - 0 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :27,6 kPa
$31140 + 153,7 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $31140 - 16,1 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :13,8 kPa
$28760 + 261,1 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $28760 - 0 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :41,4 kPa
$27980 + 173,8 * (37,3 - \sigma_d), \text{con } \sigma_d < k_2$ $27980 - 21,6 * (\sigma_d - 37,3), \text{con } \sigma_d > k_2$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :27,6 kPa
$k_5 * \sigma_d^{k_6}$ <p> <math>\sigma_d</math>: Esfuerzo desviador (kPa)  <math>Mr</math>: Módulo resiliente (MPa)         </p>	
Fórmula	Condiciones
$Mr: 43,5 * \sigma_d^{-0,092}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :41,4 kPa
$Mr: 39,1 * \sigma_d^{-0,062}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :27,6 kPa
$Mr: 40,3 * \sigma_d^{-0,071}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ :13,8 kPa

$Mr: 49,1 * \sigma_d^{-0,136}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ : 27,6 kPa
$Mr: 37,9 * \sigma_d^{-0,074}$	Saturación: 100%, $\sigma_3$ : 13,8 kPa

Fuente: (Carranza, 2007)

## Suelos A-7-6

Tabla A.1.13. Modelos constitutivos para suelos A-7-6, 2009

Fórmula	Condiciones
$Mr = 1759,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,131} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,636}$	Subrasante - $W_{\text{óptima}}$ : 21,63%
<p><math>Mr</math>: Módulo resiliente (kPa)</p> <p><math>P_a</math>: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José)</p> <p><math>\theta</math>= Esfuerzo total (<math>\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math>) (kPa), con:</p> <p><math>\sigma_1</math>: Esfuerzo principal mayor</p> <p><math>\sigma_2</math>: Esfuerzo principal intermedio</p> <p><math>\sigma_3</math>: Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.</p> <p><math>\tau_{oct}</math>: Esfuerzo cortante octaédrico (kPa)</p> $\tau_{oct}: \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$	
Fórmula	Condiciones
$Mr: 238314,2 * \sigma_d^{-0,196}$	Subrasante - $W_{\text{óptima}}$ : 21,63%
<p><math>\sigma_d</math>: esfuerzo desviador (kPa)</p> <p><math>Mr</math>: módulo resiliente (kPa)</p>	

Fuente: (Porrás, 2009)

Anexo A.2. Modelos de módulo Resiliente para materiales granulares

**Clasificación AASHTO**

Suelos A-1-a

**Tabla A.2.1.** Modelos constitutivos para suelos A-1-a, 2009

Fórmula	Condiciones
$Mr = 1059,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,482} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-0,049}$	Base - W <sub>óptima</sub> : 6,41%
$Mr = 1633,5 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,316} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-0,029}$	Subbase - W <sub>óptima</sub> : 7,23%
$Mr = 1635,1 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,312} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-0,021}$	Base - W <sub>óptima</sub> : 6,00%
$Mr = 1759,4 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,233} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-0,085}$	Relleno - W <sub>óptima</sub> : 6,70%
$Mr = 2806,3 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,138} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-0,056}$	Base - W <sub>óptima</sub> : 4,39%
$Mr = 2373,6 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,168} * \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{0,004}$	Subbase - W <sub>óptima</sub> : 5,14%
<p>Mr: Módulo resiliente (kPa)</p> <p>Pa: Presión atmosférica, 88,38 kPa (promedio para San José)</p>	

$\theta$ = Esfuerzo total ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ) (kPa), con: $\sigma_1$ : Esfuerzo principal mayor $\sigma_2$ : Esfuerzo principal intermedio $\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento. $\tau_{oct}$ : Esfuerzo cortante octaédrico (kPa)	
$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$	
Fórmula	Condiciones
$Mr = 12272,4 * \theta^{0,482}$	Base - $W_{\text{óptima}}$ : 6,41%
$Mr = 36154,1 * \theta^{0,308}$	Subbase - $W_{\text{óptima}}$ : 7,23%
$Mr = 39930 * \theta^{0,308}$	Base - $W_{\text{óptima}}$ : 6,00%
$Mr = 65870,3 * \theta^{0,213}$	Relleno - $W_{\text{óptima}}$ : 6,70%
$Mr = 158501,7 * \theta^{0,125}$	Base - $W_{\text{óptima}}$ : 4,39%
$Mr = 110176,8 * \theta^{0,169}$	Subbase - $W_{\text{óptima}}$ : 5,14%
$M_R$ : kPa $\theta$ = Suma de los esfuerzos principales ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ) o los esfuerzos normales ( $\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ )	

Fuente: (Porrás, 2009)

## Anexo B: Cálculo del TMI y factor de reducción ambiental

**Tabla B.1.** Precipitación y temperatura promedio, mensual

	<b>Precipitación, mm</b>	<b>Temperatura, °C</b>
Enero	70	20,7
Febrero	85	21,2
Marzo	90	21,6
Abril	120	22,7
Mayo	198	23,4
Junio	247	23,2
Julio	157	22,8
Agosto	211	22,6
Setiembre	361	22,4
Octubre	327	22,3
Noviembre	102	21,5
Diciembre	50	21,0
Suma	2019	

**Tabla B.2.** Cálculo de TMI

Mes	Índice de calor	Evapotranspiración mensual, mm	Días del mes	Factor de corrección por mes	Evapotranspiración corregida, mm	Almacenamiento mensual, mm	Exceso mensual, mm	Déficit, mm	TMI
Enero	8,6	72,5	31	1,0	74,9	68,2	0,0	0,0	0,0
Febrero	8,9	77,0	28	0,9	65,4	87,8	0,0	0,0	0,0
Marzo	9,2	80,7	31	1,0	85,9	91,9	0,0	0,0	0,0
Abril	9,9	91,6	30	1,0	94,3	100,0	17,5	0,0	18,6
Mayo	10,3	98,9	31	1,1	110,4	100,0	87,6	0,0	79,4
Junio	10,2	96,8	30	1,1	102,6	100,0	144,8	0,0	141,2
Julio	9,9	92,6	31	1,1	103,3	100,0	54,1	0,0	52,3
Agosto	9,8	90,6	31	1,1	100,1	100,0	110,8	0,0	110,6
Setiembre	9,7	88,5	30	1,0	90,3	100,0	270,2	0,0	299,2
Octubre	9,6	87,5	31	1,0	92,3	100,0	234,8	0,0	254,5
Noviembre	9,1	79,8	30	1,0	78,2	100,0	24,2	0,0	30,9
Diciembre	8,8	75,2	31	1,0	76,9	73,1	0,0	0,0	0,0
Suma	114,1				enero*	68,2			
Constante a	2,5347								

*Anexo B.1. Subrasante fina (Suelos plásticos)*

**Tabla B.1.1.** Cálculo del factor de reducción ambiental para suelos finos

Mes	TMI	Succión mensual (kPa)	Succión mensual (psi)	Saturación, %	log FU	FU
Enero	0,000	175,838	25,503	80,990	0,170	1,481
Febrero	0,000	175,838	25,503	80,990	0,170	1,481
Marzo	0,000	175,838	25,503	80,990	0,170	1,481
Abril	18,576	93,094	13,502	88,348	0,002	1,004
Mayo	79,376	28,497	4,133	96,058	-0,183	0,655
Junio	141,160	17,382	2,521	97,588	-0,221	0,602
Julio	52,299	42,475	6,161	94,215	-0,139	0,727
Agosto	110,624	21,067	3,056	97,075	-0,208	0,619
Setiembre	299,159	11,956	1,734	98,351	-0,239	0,576
Octubre	254,491	12,621	1,831	98,257	-0,237	0,579
Noviembre	30,935	66,635	9,665	91,261	-0,067	0,856
Diciembre	0,000	175,838	25,503	80,990	0,170	1,481
<b>P200</b>	<b>PI</b>	<b>wPI</b>	<b><math>\gamma_{water}</math> (pcf)</b>			
80	24	19,2	62,428			

**Tabla B.1.2.** Parámetros de referencia suelos finos

Para materiales plásticos, wpi>0					
af, psi	cf	bf/cf	hr/af, u	hr, upsi	bf
23,244	0,703	1,502	46,363	1077,693	1,056
sopt	wopt	Gs	Yd max comp	cita opt	Porosidad
88,425	22,240	2,747	101,411	36,127	40,856

*Anexo B.2. Subrasante gruesa (Suelos no plásticos)*

**Tabla B.2.1.** Cálculo del factor de reducción ambiental para suelos tipo arenas

	TMI	Succión mensual (kPa)	Succión mensual (psi)	Saturación, %	log FU	FU
<b>Enero</b>	0,000	8,771	1,272	16,106	0,241	1,742
<b>Febrero</b>	0,000	8,771	1,272	62,652	0,057	1,140
<b>Marzo</b>	0,000	8,771	1,272	62,652	0,057	1,140
<b>Abril</b>	18,576	7,825	1,135	65,901	0,044	1,108
<b>Mayo</b>	79,376	6,975	1,012	69,536	0,031	1,074
<b>Junio</b>	141,160	6,887	0,999	69,965	0,029	1,070
<b>Julio</b>	52,299	7,147	1,037	68,734	0,034	1,081
<b>Agosto</b>	110,624	6,908	1,002	69,863	0,030	1,071
<b>Setiembre</b>	299,159	6,877	0,997	70,014	0,029	1,069
<b>Octubre</b>	254,491	6,877	0,997	70,013	0,029	1,069
<b>Noviembre</b>	30,935	7,475	1,084	67,300	0,039	1,095
<b>Diciembre</b>	0,000	8,771	1,272	62,652	0,057	1,140
<b>P200</b>	<b>D60 (mm) *</b>	<b>wPI</b>	<b>P4</b>	<b>P40</b>	<b>γwater (pcf)</b>	<b>Contenido volumetrico de agua saturado</b>
6	0,5	0	36,5	8,5	62,428	1,000

**Tabla B.2.2.** Parámetros de referencia arenas

Para materiales granulares no plásticos, wpi=0				
af, psi	cf	hr/af, u	hr, upsi	bf
0,211	0,651	1,476	0,311	7,500
<b>Sopt</b>	<b>woptt99</b>	<b>Wopt</b>		
78,000	9,287	9,287		
<b>g</b>	<b>Gs</b>			
0,343	2,906			
<b>γd max comp (pcf)</b>	<b>θopt</b>			
134,785	20,052			
<b>Sopt</b>				
78,000				

\*Nota, el valor de D60 debe estar en el rango entre 0,1 y 1 mm

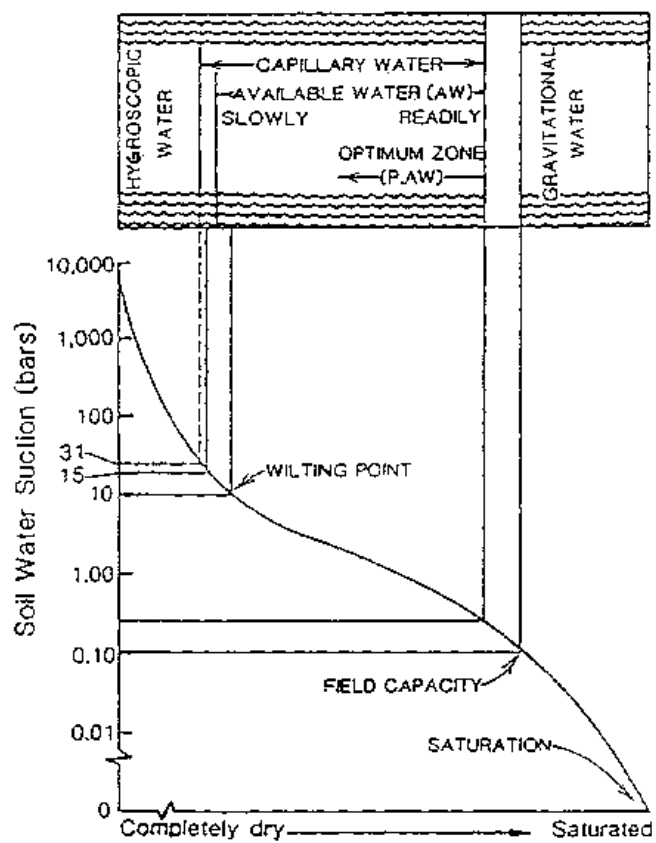


## Anexo C: Estimación de saturación máxima para suelos en Costa Rica

**Tabla C.1.** Saturación máxima de suelos en Costa Rica

Ubicación	Tipo de suelo (SUCS)	S <sub>max</sub> (mm)
Libería	SW	220
Palma Sur	SW-ML	170
Tempisque	SP (CL-ML)	230
Jacó	GP-ML	190
Paquera	SM	180
Sardinal	MH	180
<b>Promedio</b>		195
<b>Desviación estándar</b>		24.3
<b>Coefficiente de variación</b>		12%
<b>límite superior al 95%</b>		<b>206</b>
<b>límite inferior al 95%</b>		<b>184</b>

En la tabla anterior se muestra el valor de saturación máxima (206 mm) para suelos de Costa Rica, valores obtenidos del proyecto de graduación del Ing. Pablo Chon Kan Muñoz (Chon Kan, 2017), estos datos fueron analizados con el objetivo de extraer el punto, “*field capacity*”, de la siguiente figura, es cual corresponde a la capacidad (límite) de un suelo de retener agua bajo condiciones normales. Esto se realizó para los tipos de suelos que contenía el estudio (ver Tabla C.1)



**Figura C.1.** Disponibilidad de agua en el suelo  
Fuente: (Salazar et al., 1994)

## Anexo D: Evaluación de modelos y Análisis de sensibilidad

Anexo D.1. Diseños de prueba modelos de la MEPDG e Informe LM PI-GM-INF-22-14**Categoría 3 de diseño según el informe LM PI-GM-INF-22-14**

## DATOS

% Crecimiento	5.9%
Factor de distribución direccional	0.8
Factor de distribución por carril	1
TPDA	4394
Periodo de diseño (años)	12

## Factor camión y distribución vehicular

Tipo de vehículo	FC	% vehículo
Pickup	0.015	89.19%
C2+	0.031	0.90%
C2	0.8270	1.06%
Bus-C2	1.4370	0.70%
C3	3.2020	1.14%
T3-S2	3.0210	0.55%

## ESALS día

$$ESAL_{día} = \%vehículo * TPDA * FC$$

Tipo de vehículo	ESALS día
Pickup	59
C2+	1
C2	39
Bus-C2	44
C3	160
T3-S2	73
<b>SUMA</b>	<b>376</b>

## Factor de crecimiento

GF	16.77
----	-------

$$GF = \frac{|(1+r)^n - 1|}{r}$$

$$ESAL_{diseño} = ESAL_{día} * 365 * GF * DL * LDF$$

**ESALS diseño 1,842,047**

**Figura D.1.1.** Cálculo de ESAL para caso de estudio Categoría 3, MEPDG

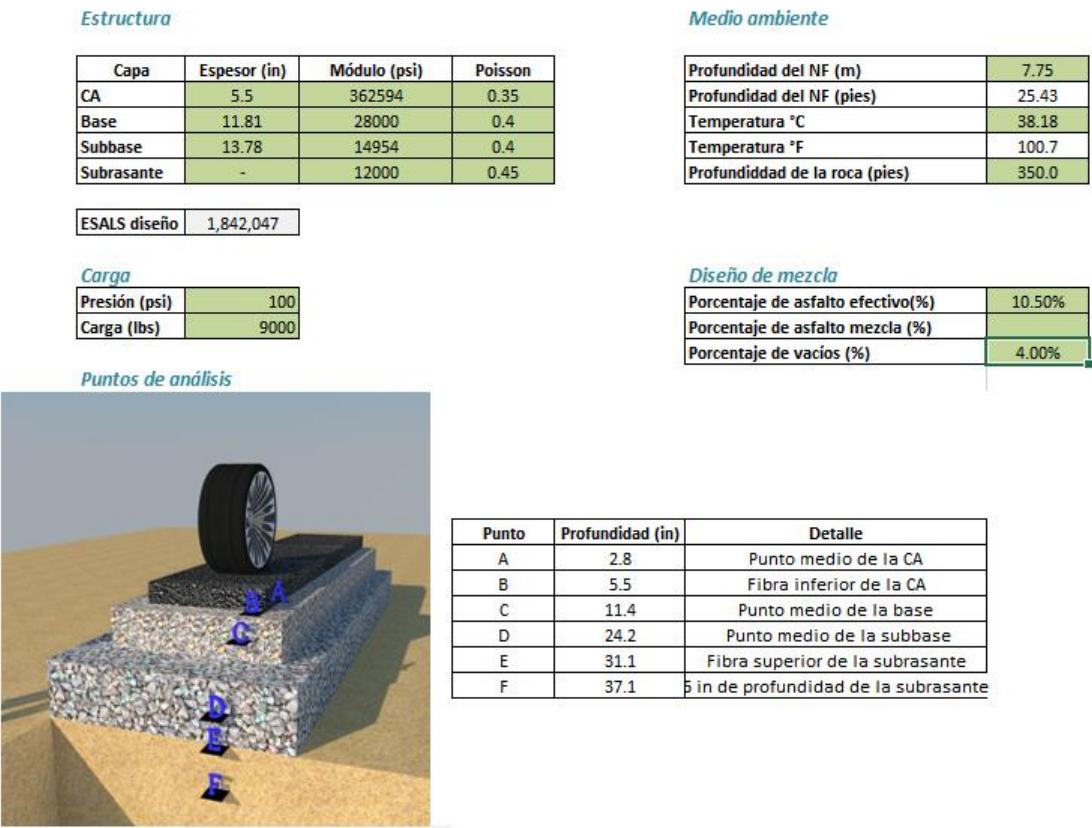


Figura D.1.2. Datos de entrada para el caso de estudio Categoría 3, MEPDG

## I. MODELO DE FATIGA PARA LA CARPETA ASFÁLTICA

### Resultados de análisis estructural

Punto	$\epsilon_t$ ( $\mu s$ )	$\epsilon_c$ ( $\mu s$ )
A	-	144.59
B	292.75	-
C	-	483.66
D	-	302.61
E	-	214.47
F	-	172.02

### MEPDG

#### Unidades

Deformación a tensión	in/in
Módulo	psi

$$M = 4,84 \left[ \frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right]$$

$$C = 10^M$$

$$N_f = 0,00432 \times C \times k'_1 \left( \frac{1}{\epsilon_t} \right)^{3,9492} \left( \frac{1}{E^*} \right)^{1,281}$$

Vb	10.50%
Va	4.00%
M	0.165

Vb: porcentaje de asfalto efectivo (%).  
Va: porcentaje de vacíos (%).

C	1.463
---	-------

#### 1. Agrietamiento de abajo hacia arriba

k1	250.06
----	--------

$$k'_1 = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 3,49 \times h_{ac})}}}$$

N	10,756,081
---	------------

#### 2. Agrietamiento de arriba hacia abajo

k1	0.182441593
----	-------------

$$k'_1 = \frac{1}{0,001 + \frac{12}{1 + e^{(15,676 - 2,8186 \times h_{ac})}}}$$

**Figura D.1.3.** Salida de la modelación por multicapa elástica y fatiga para el diseño Categoría 3, MEPDG

## II. AHUELLAMIENTO DE LA CARPETA ASFALTICA

### MEPDG

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_r} = k_1 * 10^{-3.4488 T^{1.5606} N^{0.479244}}$$

Donde,

$\epsilon_p$ , deformación plástica unitaria acumulada en N repeticiones de carga (in/in).

$\epsilon_r$ , deformación resiliente del material asfáltico como una función de las propiedades de la mezcla, temperatura y tiempo de aplicación de las cargas.(in/in).  
(respuesta de la aplicación de la carga equivalente de 9000 libras en el modelo estructural)

**N**, número de repeticiones de carga.

**T**, temperatura (deg F).

$$k_1: (C_1 + C_2 * d) * 0,328196^d$$

$$C_1 = -0,1039 * h_{ac}^2 + 2,4868 * h_{ac} - 17,342$$

$$C_2 = 0,0172 * h_{ac}^2 - 1,7331 * h_{ac} + 27,428$$

<b>C1</b>	<b>-6.808</b>
<b>C2</b>	<b>18.416</b>
<b>K1</b>	<b>2.0474</b>

<b>T</b>	<b>100.7</b>
<b>N</b>	<b>1842047.246</b>
<b><math>\epsilon_r</math></b>	<b>144.59</b>
<b>K1</b>	<b>2.0474</b>

<b><math>\epsilon_p</math> (in/in)</b>	<b>0.069</b>
<b>Deformación (in)</b>	<b>0.14</b>
<b>Deformación (cm)</b>	<b>0.36</b>

**Figura D.1.4.** Ahuellamiento en la MAC para caso de estudio Categoría 3, MEPDG

## III. AHUELLAMIENTO DE LA BASE Y SUBBASE

### MEPDG

$$\delta_a = \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h$$

Donde,

$\delta_a =$	Deformación permanente de la capa. (in)
$N =$	Numero de repeticiones de carga.
$\varepsilon_o, \varepsilon_r, \beta \text{ y } \rho$	Propiedades de los materiales
$\varepsilon_v =$	Deformación unitaria vertical promedio en el centro de la capa obtenida del cálculo estructural del modelo multicapa
$h =$	espesor de la capa (in)
$\beta =$	factor de calibración dependiente del tipo de capa

$$W_c = 51,712 \left[ \left( \frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 * GWT^{0,1192}}$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 * W_c$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{\ln \left[ \frac{(0,15)}{20} \right]}{1 - (10^9)^{-\beta}} \right]^{\frac{1}{\beta}}$$

$$\delta_a = \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h$$

$$\left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) = \frac{(e^{(\rho)^{\beta}} * 0,15) + (e^{(\rho/10^9)^{\beta}} * 20)}{2}$$

Donde,

$W_c =$	Contenido de agua (%)
$GWT \text{ (pies)} =$	Nivel freático
$Er \text{ (PSI)} =$	Módulo resiliente

**Figura D.1.4.** Ahuellamiento en la BG y SB para caso de estudio Categoría 3, MEPDG

**BASE**

$\beta_1$ base	1.673
Er base (psi)	28000
GWT (pies)	25.43
Wc	7.19
log B	-0.738
B	0.183
a1	0.15
b1	0
a9	20
b9	0
p	6708.91
$\left(\frac{\epsilon_o}{\epsilon_r}\right) =$	22.40

$\delta a$ (in)	0.150
$\delta$ (cm)	0.380

**SUBBASE**

$\beta_1$ subbase	1.673
Er subbase (psi)	14954
GWT (pies)	25.43
Wc	12.06
log B	-0.824
B	0.150
a1	0.15
b1	0
a9	20
b9	0
p	53560.35
$\left(\frac{\epsilon_o}{\epsilon_r}\right) =$	25.14

$\delta a$ (in)	0.097
$\delta$ (cm)	0.247

**Figura D.1.5.** Ahuellamiento en la BG y SB para caso de estudio Categoría 3, MEPDG



#### IV. AHUELLAMIENTO DE LA SUBRASANTE

##### MEPDG

$$\delta = \int_0^{h_{bedrock}} \varepsilon_p(z) dz$$

$$\delta = \varepsilon_{p,z=0} \int_0^{h_{bedrock}} e^{-kz} dz = \left( \frac{1 - e^{-kh_{bedrock}}}{k} \right) \varepsilon_{p,z=0}$$

Donde,

$\delta$ = Deformacion plástica total de la subrasante (in)

H bedrock= Profundidad de la roca, pies (z=0 representa la superficie de la subrasante)

Z=0 in

$\beta_1$ subrasante	1.35
Wc	14.46
$\log \beta$	-0.614
$\beta$	0.243
$\rho$	699.82

$$\left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_p} \right)$$

20.65

$\varepsilon_p$  (in)

0.00516

Z=6 in

$\beta_1$ subrasante	1.35
Wc	14.46
$\log \beta$	-0.614
$\beta$	0.243
$\rho$	699.82

$$\left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_p} \right)$$

20.65

$\varepsilon_p$  (in)

0.00414

$$k = \frac{1}{6} \ln \left( \frac{\varepsilon_{p,z=0}}{\varepsilon_{p,z=6}} \right)$$

k

0.037

$\delta$  (in)

0.14037

$\delta$  (cm)

0.35654

**Figura D.1.6.** Ahuellamiento en la SR para caso de estudio Categoría 3, MEPDG

## V. DEFORMACIÓN PERMANENTE TOTAL

$$RD_{Total} = RD_{AC} + RD_{GB} + RD_{SG}$$

Donde:

$RD_{AC}$ , deformación permanente de la carpeta asfáltica

$RD_{GB}$ , deformación permanente de la Base Granular

$RD_{SG}$ , deformación permanente de la sub-rasante

Ahuellamiento Total (in)	
<b>RD<sub>AC</sub> =</b>	0.14 in
<b>RD<sub>GB</sub> =</b>	0.150 in
<b>RD<sub>G SUB-B</sub> =</b>	0.097 in
<b>RD<sub>SG</sub> =</b>	0.140 in
<b>RD<sub>TOTAL</sub> =</b>	<b>0.53 in</b>
<b>RD<sub>TOTAL</sub> =</b>	<b>1.34 cm</b>

**Figura D.1.7.** Resumen de ahuellamiento para caso de estudio Categoría 3, MEPDG

Porcentaje de crecimiento	5.9%
Nf admisibles fatiga	10,756,081
ESALs diseño	1,842,047

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i}$$

where:

$D$  = damage.

$T$  = total number of periods.

$n_i$  = actual traffic for period  $i$ .

$N_i$  = traffic allowed under conditions prevailing in  $i$ .

#### DAÑO

Año	ESALs año	ESALs acumulado	Daño relativo	Daño acumulado
1	109,830	109,830	1.0%	1.0%
2	116,420	226,250	1.1%	2.1%
3	123,010	349,260	1.1%	3.2%
4	130,698	479,958	1.2%	4.5%
5	138,386	618,344	1.3%	5.7%
6	146,074	764,418	1.4%	7.1%
7	154,861	919,279	1.4%	8.5%
8	163,647	1,082,926	1.5%	10.1%
9	173,532	1,256,457	1.6%	11.7%
10	184,515	1,440,972	1.7%	13.4%
11	194,399	1,635,372	1.8%	15.2%
12	206,481	1,841,852	1.9%	17.1%

#### PORCENTAJE DE AGRIETAMIENTO POR FATIGA

C1'	-2.000
C2''	-2.598

Daño acumulado	FC (%)
1.0%	4.0
2.1%	8.6
3.2%	13.4
4.5%	18.1
5.7%	22.7
7.1%	27.2
8.5%	31.5
10.1%	35.6
11.7%	39.6
13.4%	43.3
15.2%	46.9
17.1%	50.2

FC: Porcentaje del área del carril

$$FC_{bottom} = \left( \frac{6000}{1 + e^{(C_1 * C_1' + C_2 * C_2' * \log_{10}(D * 100))}} \right) * \left( \frac{1}{60} \right) \quad (3.3.31a)$$

where:

$FC_{bottom}$  = bottom-up fatigue cracking, percent lane area

$D$  = bottom-up fatigue damage

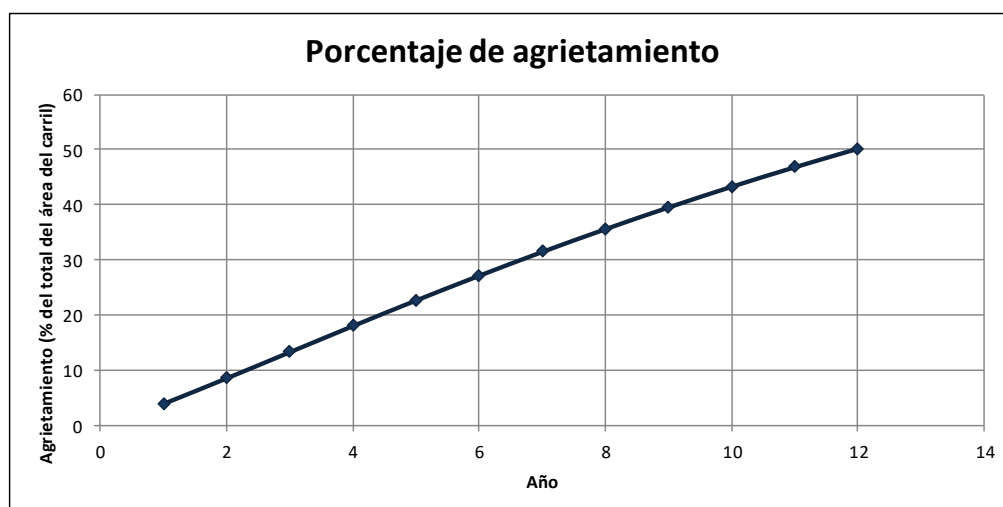
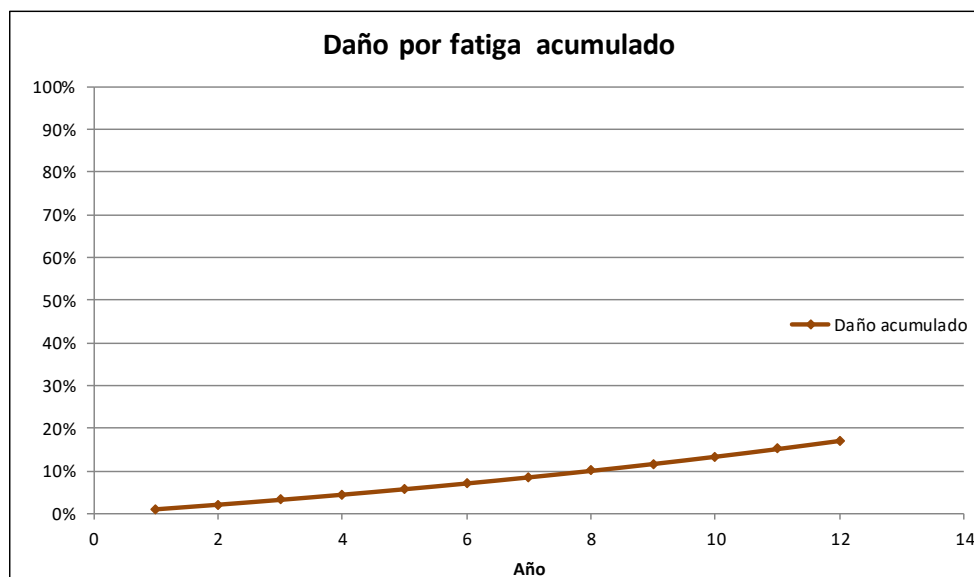
$C_1$  = 1.0

$C_1'$  =  $-2 * C_2'$

$C_2'$  = 1.0

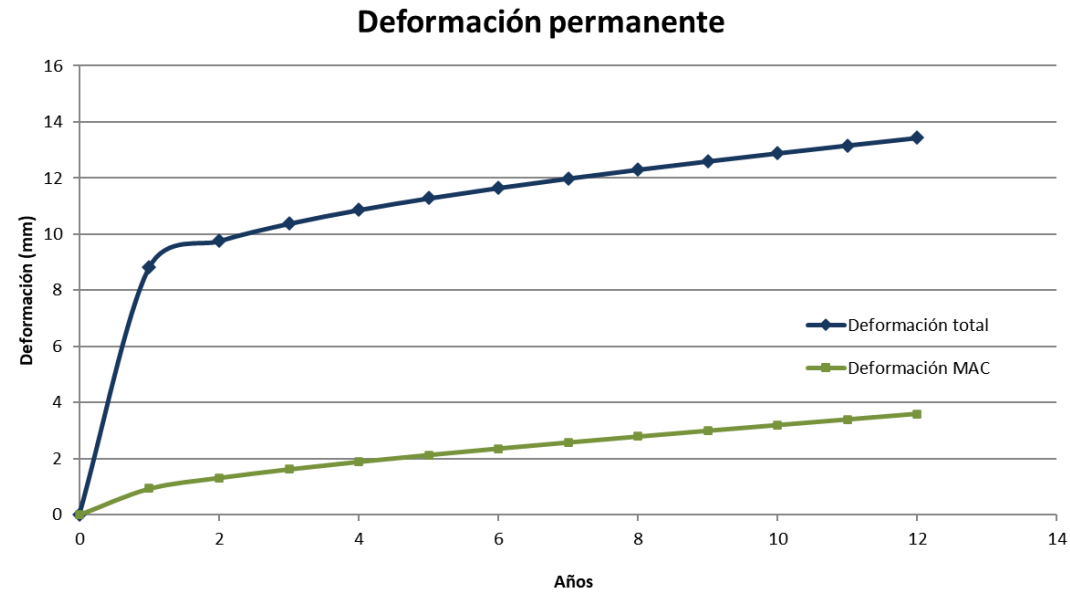
$C_2'' = -2.40874 - 39.748 * (1 + h_{ac})^{-2.856}$

**Figura D.1.8.** Daño acumulado a fatiga para caso de estudio Categoría 3, MEPDG



**Figura D.1.9.** Gráficas de acumulado a fatiga y área agrietada para caso de estudio Categoría 3, MEPDG

Año	ESALs año	ESALs acumulado	$\delta$ base	$\delta$ subbase	Subrasante				ep Mezcla asfáltica (in/in)	$\delta$ Mezcla asfáltica (mm)	$\delta$ total (in)	$\delta$ total (mm)
					z=0	z=6	K	$\delta$ subrasante				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0	0.00	0	0
1	109,830	109,830	0.117	0.071	0.004463	0.003580	0.0368	0.121	0.02	0.93	0.347	8.815
2	116,420	226,250	0.127	0.078	0.004679	0.003752	0.0368	0.127	0.03	1.32	0.384	9.754
3	123,010	349,260	0.132	0.082	0.004795	0.003846	0.0368	0.130	0.03	1.62	0.408	10.375
4	130,698	479,958	0.135	0.085	0.004874	0.003909	0.0368	0.133	0.04	1.89	0.428	10.864
5	138,386	618,344	0.138	0.088	0.004934	0.003957	0.0368	0.134	0.04	2.13	0.444	11.281
6	146,074	764,418	0.141	0.090	0.004982	0.003996	0.0368	0.136	0.05	2.36	0.459	11.650
7	154,861	919,279	0.143	0.091	0.005022	0.004028	0.0368	0.137	0.05	2.58	0.472	11.988
8	163,647	1,082,926	0.144	0.093	0.005056	0.004055	0.0368	0.138	0.05	2.79	0.484	12.303
9	173,532	1,256,457	0.146	0.094	0.005086	0.004080	0.0368	0.138	0.06	3.00	0.496	12.602
10	184,515	1,440,972	0.147	0.095	0.005113	0.004101	0.0368	0.139	0.06	3.20	0.507	12.890
11	194,399	1,635,372	0.148	0.096	0.005138	0.004121	0.0368	0.140	0.07	3.40	0.518	13.166
12	206,481	1,841,852	0.150	0.097	0.005160	0.004139	0.0368	0.140	0.07	3.60	0.529	13.437



**Figura D.1.10.** Evolución del ahuellamiento para caso de estudio Categoría 3, MEPDG

## Categoría 2 de diseño según el informe LM PI-GM-INF-22-14

**DATOS**

% Crecimiento	5.9%
Factor de distribución direccional	0.8
Factor de distribución por carril	1
TPDA	9000
Periodo de diseño (años)	15

**Factor camión y distribución vehicular**

Tipo de vehículo	FC	% vehículo
Pickup	0.015	84.60%
C2+	0.031	2.50%
C2	0.8270	3.10%
Bus-C2	1.4370	3.10%
C3	3.2020	0.61%
T3-S2	3.0210	0.50%

**ESALS día**

$$ESAL_{día} = \%vehículo * TPDA * FC$$

Tipo de vehículo	ESALS día
Pickup	114
C2+	7
C2	231
Bus-C2	401
C3	176
T3-S2	136
<b>SUMA</b>	<b>1065</b>

**Factor de crecimiento**

GF	23.10
----	-------

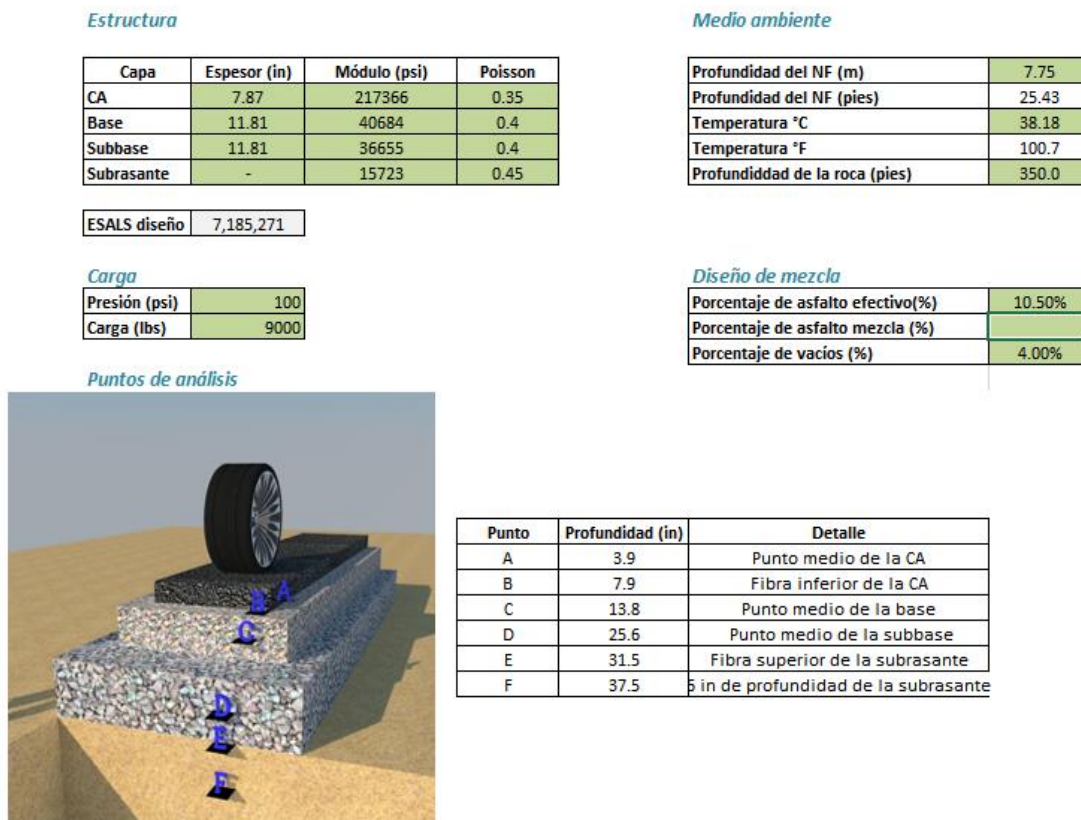
$$GF = \frac{|(1+r)^n - 1|}{r}$$

$$ESAL_{diseño} = ESAL_{día} * 365 * GF * DL * LDF$$

<b>ESALS diseño</b>	<b>7,185,271</b>
---------------------	------------------

Verde: ingresar dato

**Figura D.1.11.** Cálculo de ESAL para caso de estudio Categoría 2, MEPDG



**Figura D.1.12.** Datos de entrada para el caso de estudio Categoría 2, MEPDG

Datos			CASO 1		
Vb efectivo(%)	4.6	Por peso	Viscosidad		
Va (%)	4		Temperatura (°C)	38.18	
f (Hz)	24		Temperatura Rankine	560.394	
log(f)	1.380		loglogn original	0.833	
			n original (cP)	6,345,730	
			loglog n envejecida corto plazo (cP)	0.864	
			n envejecida corto plazo (cP)	20,314,353	
			n (10 <sup>6</sup> Poise)	0.203	
			log (n)	-0.692197	
Granulometría			$\log \log \eta = 10.26 - 3.43 * \log T_R$		
Malla	% Pasando	% Retenido	$\log \log (\eta_{t=0}) = 0.054405 + 0.972035 * \log \log (\eta_{orig})$		
Malla 19mm	100	0	$\log E^*$		
Malla 12,7 mm	95.2	4.8	$= 5,535833 + 0,002087 \rho_{200} - 0,000566 (\rho_{200})^2 - 0,00259 \rho_4 - 0,078763 V_a$		
Malla 9,5 mm	82.3	17.7	$- 1,865947 \left( \frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a} \right)$		
Malla 4	57.4	42.6	$+ \frac{2,399557 + 0,000820 \rho_4 - 0,013420 \rho_{38} + 0,000261 (\rho_{38})^2 + 0,005470 \rho_{34}}{1 + e^{(0,052941 - 0,498163 \log(f) - 0,691856 \log(\eta))}}$		
Malla 8	35.6	64.4			
Malla 16	22.7	77.3			
Malla 30	15.2	84.8			
Malla 50	10.5	89.5			
100	7.05	92.95			
Malla 200	4.82	95.18			
log(E*)	5.337				
E* (psi)	217,366				

**Figura D.1.13.** Determinación del módulo dinámico de la MAC, según el modelo del informe “predicción de módulos resilientes en mezclas asfálticas mediante el modelo de wiczak” según Elizondo, Ulloa y Badilla (2008).

Capa	Tipo de suelo	Modelo elegido	Condiciones
Base	A-1-a	$Mr = 158501,7 * \theta^{0,125}$	W <sub>óptima</sub> : 4,39%
Subbase	A-1-a	$Mr = 110176,8 * \theta^{0,169}$	W <sub>óptima</sub> : 5,14%
Subrasante	A-7-6	$Mr = 1759,8 * P_a * \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{0,131}$ $* \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{-1,636}$	W <sub>óptima</sub> : 21,63%

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$$

Point No	X-Coord (in)	Y-Coord (in)	Z-Coord (in)	Principle Stress (1) (psi)	Principle Stress (2) (psi)	Principle Stress (3) (psi)
1	5.352	5.352	0.001	1.28E+02	1.28E+02	1.00E+02
2	5.352	5.352	3.935	6.74E+01	1.39E+01	1.38E+01
3	5.352	5.352	7.869	2.34E+01	-5.96E+01	-5.97E+01
4	5.352	5.352	13.775	1.08E+01	-9.31E-01	-9.35E-01
5	5.352	5.352	25.585	3.55E+00	-8.32E-01	-8.33E-01
6	5.352	5.352	31.491	2.43E+00	4.22E-02	4.11E-02
7	5.352	5.352	37.49	1.85E+00	3.86E-02	3.75E-02

Capa	Mr inicial (psi)	Estado de esfuerzos a mitad de la capa (psi)			Modelos constitutivos		%Error
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	Mr (kPa)	Mr (psi)	
Base	40684	10.79	-0.93	-0.93	265246	38497	-5%
Subbase	26655	3.55	-0.83	-0.83	169981	24671	-7%
Subrasante	15723	1.848	0.039	0.038	109179	15846	1%

**Figura D.1.14.** Corrección por estado de esfuerzos (iteración 3), utilizando modelos de referencia del Anexo A



## I. MODELO DE FATIGA PARA LA CARPETA ASFÁLTICA

Resultados de análisis estructural

Punto	$\epsilon_t$ ( $\mu$ s)	$\epsilon_c$ ( $\mu$ s)
A	-	265.78
B	216.37	-
C	-	283.61
D	-	158.27
E	-	151.99
F	-	115.33

MEPDG

Unidades

Deformación a tensión	in/in
Módulo	psi

$$M = 4.84 \left[ \frac{V_b}{V_a + V_b} - 0.69 \right]$$

$$C = 10^M$$

$$N_f = 0.00432 \times C \times k'_1 \left( \frac{1}{\epsilon_t} \right)^{3.9492} \left( \frac{1}{E^*} \right)^{1.281}$$

Vb	10.50%
Va	4.00%
M	0.165

Vb: porcentaje de asfalto efectivo (%).  
Va: porcentaje de vacíos (%).

C	1.463
---	-------

1. Agrietamiento de abajo hacia arriba

k1	250.00
----	--------

$$k'_1 = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 3.49 \ln k_1)}}$$

N	68,351,609
---	------------

2. Agrietamiento de arriba hacia abajo

k1	0.083450858
----	-------------

$$k'_1 = \frac{1}{0.001 + \frac{12}{1 + e^{(15.676 - 2.8186 \ln k_1)}}$$

Figura D.1.15. Salida de la modelación por multicapa elástica y fatiga para el diseño Categoría 2, MEPDG

## II. AHUELLAMIENTO DE LA CARPETA ASFALTICA

### MEPDG

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_r} = k_1 * 10^{-3.4488 T^{1.5606} N^{0.479244}}$$

Donde,

$\epsilon_p$ , deformación plástica unitaria acumulada en N repeticiones de carga (in/in).

$\epsilon_r$ , deformación resiliente del material asfáltico como una función de las propiedades de la mezcla, temperatura y tiempo de aplicación de las cargas.(in/in).  
(respuesta de la aplicación de la carga equivalente de 9000 libras en el modelo estructural)

**N**, número de repeticiones de carga.

**T**, temperatura (deg F).

$$k_1: (C_1 + C_2 * d) * 0,328196^d$$

$$C_1 = -0,1039 * h_{ac}^2 + 2,4868 * h_{ac} - 17,342$$

$$C_2 = 0,0172 * h_{ac}^2 - 1,7331 * h_{ac} + 27,428$$

<b>C1</b>	<b>-4.206</b>
<b>C2</b>	<b>14.854</b>
<b>K1</b>	<b>0.6766</b>

<b>T</b>	<b>100.7</b>
<b>N</b>	<b>7185271.477</b>
<b>εr</b>	<b>265.78</b>
<b>K1</b>	<b>0.6766</b>

<b>εp (in/in)</b>	<b>0.244</b>
<b>Deformación (in)</b>	<b>0.165</b>
<b>Deformación (cm)</b>	<b>0.420</b>

**Figura D.1.16.** Ahuellamiento en la MAC para caso de estudio Categoría 2, MEPDG

## II. AHUELLAMIENTO DE LA BASE Y SUBBASE

### MEPDG

$$\delta_a = \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h$$

Donde,

$\delta_a$ = Deformación permanente de la capa. (in)

N= Numero de repeticiones de carga.

$\varepsilon_o, \varepsilon_r, \beta$  y  $\rho$  Propiedades de los materiales

$\varepsilon_v$ = Deformación unitaria vertical promedio en el centro de la capa obtenida del cálculo estructural del modelo multicapa

h= espesor de la capa (in)

$\beta$ = factor de calibración dependiente del tipo de capa

$$W_c = 51,712 \left[ \left( \frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 + GWT^{0,1192}}$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 * W_c$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{\ln \left[ \frac{(0,15)}{20} \right]}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}}$$

$$\delta_a = \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h$$

$$\left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) = \frac{(e^{(\rho)^\beta} * 0,15) + (e^{(\rho/10^9)^\beta} * 20)}{2}$$

Donde,

Wc = Contenido de agua (%)

GWT (pies)= Nivel freático

Er (PSI)= Módulo resiliente

**Figura D.1.17.** Ahuellamiento en la BG y SB para caso de estudio Categoría 2, MEPDG

**BASE**

$\beta_1$ base	1.673
Er base (psi)	40684
GWT (pies)	25.43
Wc	5.29
log B	-0.704
B	0.198
a1	0.15
b1	0
a9	20
b9	0
p	3375.39
$\left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r}\right) =$	21.73

$\delta a$ (in)	0.098
$\delta$ (cm)	0.248

**SUBBASE**

$\beta_1$ subbase	1.673
Er subbase (psi)	26655
GWT (pies)	25.43
Wc	7.49
log B	-0.743
B	0.181
a1	0.15
b1	0
a9	20
b9	0
p	7512.69
$\left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r}\right) =$	22.52

$\delta a$ (in)	0.053
$\delta$ (cm)	0.134

**Figura D.1.18.** Ahuellamiento en la BG y SB para caso de estudio Categoría 2, MEPDG

#### IV. AHUELLAMIENTO DE LA SUBRASANTE

##### MEPDG

$$\delta = \int_0^{h_{bedrock}} \varepsilon_p(z) dz$$

$$\delta = \varepsilon_{p,z=0} \int_0^{h_{bedrock}} e^{-kz} dz = \left( \frac{1 - e^{-kh_{bedrock}}}{k} \right) \varepsilon_{p,z=0}$$

Donde,

$\delta$ = Deformacion plástica total de la subrasante (in)

H bedrock= Profundidad de la roca, pies (z=0 representa la superficie de la subrasante)

Z=0 in

$\beta_1$ subrasante	1.35
Wc	11.57
$\log \beta$	-0.613
$\beta$	0.244
$\rho$	694.36

$$\left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right)$$

20.64

$\varepsilon_p$  (in) 0.00381

Z=6 in

$\beta_1$ subrasante	1.35
Wc	11.57
$\log \beta$	-0.613
$\beta$	0.244
$\rho$	694.36

$$\left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right)$$

20.64

$\varepsilon_p$  (in) 0.00289

$$k = \frac{1}{6} \ln \left( \frac{\varepsilon_{p,z=0}}{\varepsilon_{p,z=6}} \right)$$

k 0.046

$\delta$  (in) 0.08288

$\delta$  (cm) 0.21051

**Figura D.1.19.** Ahuellamiento en la SR para caso de estudio Categoría 2, MEPDG

## V. DEFORMACIÓN PERMANENTE TOTAL

$$RD_{Total} = RD_{AC} + RD_{GB} + RD_{SG}$$

Donde:

$RD_{AC}$ , deformación permanente de la carpeta asfáltica

$RD_{GB}$ , deformación permanente de la Base Granular

$RD_{SG}$ , deformación permanente de la sub-rasante

Ahuellamiento Total (in)	
<b>RD<sub>AC</sub> =</b>	0.1652 in
<b>RD<sub>GB</sub> =</b>	0.0977 in
<b>RD<sub>G SUB-B</sub> =</b>	0.0542 in
<b>RD<sub>SG</sub> =</b>	0.0829 in
<b>RD<sub>TOTAL</sub> =</b>	<b>0.40 in</b>
<b>RD<sub>TOTAL</sub> =</b>	<b>1.02 cm</b>

**Figura D.1.20.** Resumen de ahuellamiento para caso de estudio Categoría 2, MEPDG

Porcentaje de crecimiento	5.9%
Nf admisibles fatiga	68,351,609
ESALs diseño	7,185,271

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i}$$

where:

$D$  = damage.

$T$  = total number of periods.

$n_i$  = actual traffic for period  $i$ .

$N_i$  = traffic allowed under conditions prevailing in  $i$ .

#### DAÑO

Año	ESALs año	ESALs acumulado	Daño relativo	Daño acumulado
1	311,058	311,058	0.5%	0.5%
2	329,411	640,469	0.5%	0.9%
3	348,846	989,314	0.5%	1.4%
4	369,428	1,358,742	0.5%	2.0%
5	391,224	1,749,966	0.6%	2.6%
6	414,306	2,164,272	0.6%	3.2%
7	438,750	2,603,022	0.6%	3.8%
8	464,636	3,067,658	0.7%	4.5%
9	492,050	3,559,708	0.7%	5.2%
10	521,081	4,080,789	0.8%	6.0%
11	551,825	4,632,614	0.8%	6.8%
12	584,382	5,216,996	0.9%	7.6%
13	618,861	5,835,857	0.9%	8.5%
14	655,374	6,491,231	1.0%	9.5%
15	694,041	7,185,271	1.0%	10.5%

#### PORCENTAJE DE AGRIETAMIENTO POR FATIGA

C1'	-2.000
C2''	-2.487

Daño acumulado	FC (%)
0.5%	2.1
0.9%	4.5
1.4%	7.1
2.0%	9.7
2.6%	12.4
3.2%	15.1
3.8%	17.8
4.5%	20.6
5.2%	23.3
6.0%	26.0
6.8%	28.8
7.6%	31.5
8.5%	34.1
9.5%	36.8
10.5%	39.3

FC: Porcentaje del área del carril

$$FC_{bottom} = \left( \frac{6000}{1 + e^{(C_1 \cdot C_1' + C_2 \cdot C_2' \cdot \log_{10}(D \cdot 100))}} \right) \cdot \left( \frac{1}{60} \right) \quad (3.3.31a)$$

where:

$FC_{bottom}$  = bottom-up fatigue cracking, percent lane area

$D$  = bottom-up fatigue damage

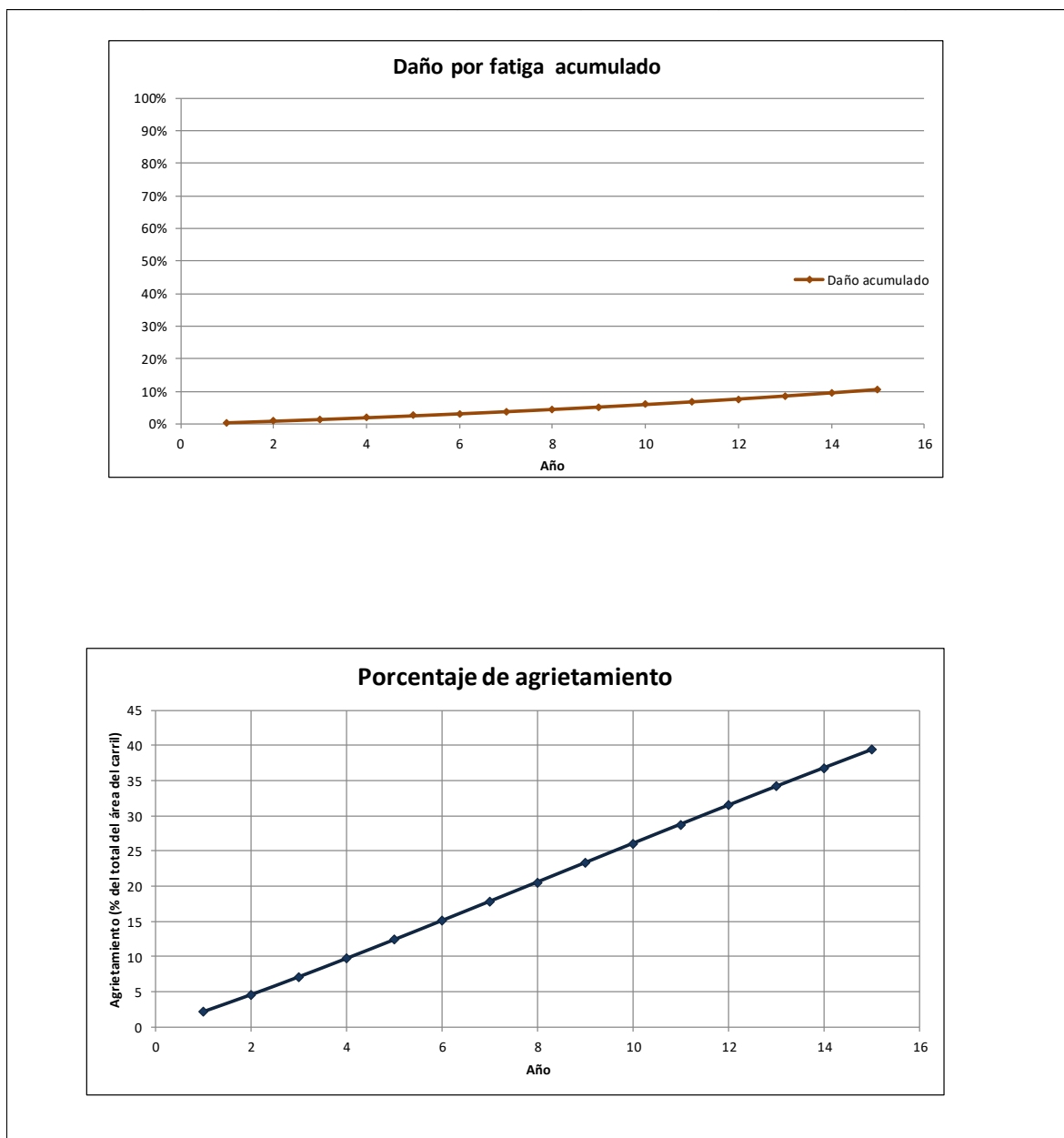
$C_1$  = 1.0

$C_1'$  =  $-2 \cdot C_2'$

$C_2'$  = 1.0

$C_2'' = -2.40874 - 39.748 \cdot (1 + h_{ac})^{-2.856}$

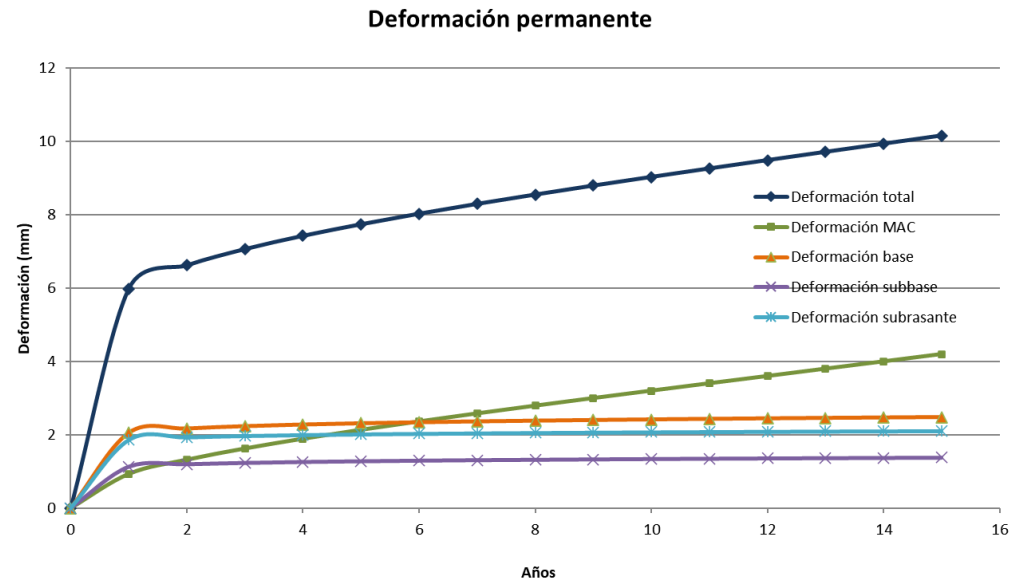
**Figura D.1.21.** Daño acumulado a fatiga para caso de estudio Categoría 2, MEPDG



**Figura D.1.22.** Gráficas de acumulado a fatiga y área agrietada para caso de estudio Categoría 2, MEPDG



Año	ESALs año	ESALs acumulado	$\delta$ base (in)	$\delta$ base (mm)	$\delta$ subbase (in)	$\delta$ subbase (mm)	Subrasante					ep Mezcla asfáltica (in/in)	$\delta$ Mezcla asfáltica (mm)	$\delta$ total (in)	$\delta$ total (mm)
							z=0	z=6	K	$\delta$ subrasante (in)	$\delta$ subrasante (mm)				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0	0.0	0	0
1	311,058	311,058	0.081	2.054	0.042	1.074	0.003379	0.002564	0.0460	0.073	1.866	0.054	0.9	0.233	5.926
2	329,411	640,469	0.085	2.169	0.045	1.143	0.003504	0.002659	0.0460	0.076	1.935	0.077	1.3	0.258	6.564
3	348,846	989,314	0.088	2.233	0.047	1.182	0.003572	0.002710	0.0460	0.078	1.972	0.094	1.6	0.276	7.010
4	369,428	1,358,742	0.090	2.278	0.048	1.210	0.003617	0.002745	0.0460	0.079	1.997	0.110	1.9	0.290	7.374
5	391,224	1,749,966	0.091	2.312	0.048	1.231	0.003652	0.002771	0.0460	0.079	2.016	0.124	2.1	0.303	7.692
6	414,306	2,164,272	0.092	2.340	0.049	1.249	0.003679	0.002792	0.0460	0.080	2.031	0.137	2.4	0.314	7.981
7	438,750	2,603,022	0.093	2.364	0.050	1.263	0.003702	0.002809	0.0460	0.080	2.044	0.150	2.6	0.325	8.250
8	464,636	3,067,658	0.094	2.384	0.050	1.276	0.003721	0.002824	0.0460	0.081	2.055	0.162	2.8	0.335	8.506
9	492,050	3,559,708	0.095	2.402	0.051	1.288	0.003739	0.002837	0.0460	0.081	2.064	0.174	3.0	0.345	8.751
10	521,081	4,080,789	0.095	2.418	0.051	1.298	0.003754	0.002848	0.0460	0.082	2.073	0.186	3.2	0.354	8.989
11	551,825	4,632,614	0.096	2.433	0.051	1.308	0.003768	0.002859	0.0460	0.082	2.080	0.198	3.4	0.363	9.221
12	584,382	5,216,996	0.096	2.447	0.052	1.316	0.003780	0.002869	0.0460	0.082	2.087	0.209	3.6	0.372	9.450
13	618,861	5,835,857	0.097	2.459	0.052	1.324	0.003792	0.002877	0.0460	0.082	2.094	0.221	3.8	0.381	9.676
14	655,374	6,491,231	0.097	2.471	0.052	1.332	0.003803	0.002885	0.0460	0.083	2.100	0.233	4.0	0.390	9.900
15	694,041	7,185,271	0.098	2.482	0.053	1.339	0.003813	0.002893	0.0460	0.083	2.105	0.244	4.2	0.399	10.123



**Figura D.1.23.** Evolución del ahuellamiento para caso de estudio Categoría 2, MEPDG

### Categoría 1 de diseño según el informe LM PI-GM-INF-22-14

<b>DATOS</b>	
% Crecimiento	5.9%
Factor de distribución direccional	0.5
Factor de distribución por carril	0.8
TPDA	21800
Periodo de diseño (años)	25

<b>Factor camión y distribución vehicular</b>		
Tipo de vehículo	FC	% vehículo
Pickup	0.015	6.70%
C2+	0.031	0.00%
C2	0.8270	2.53%
Bus-C2	1.4370	7.93%
C3	3.2020	0.10%
T3-S2	3.0210	0.03%

ESALS día  $ESAL_{día} = \%vehículo * TPDA * FC$

Tipo de vehículo	ESALS día
Pickup	22
C2+	0
C2	456
Bus-C2	2484
C3	70
T3-S2	20
<b>SUMA</b>	<b>3052</b>

Factor de crecimiento

GF	54.10
----	-------

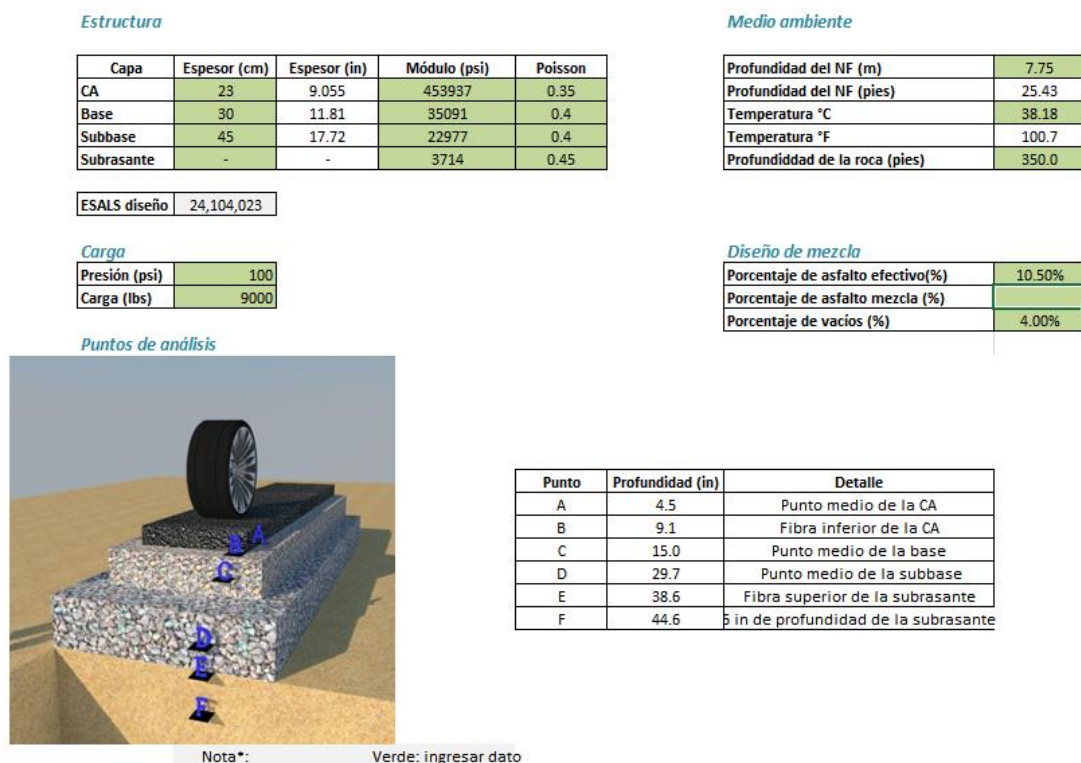
$$GF = \frac{|(1+r)^n - 1|}{r}$$

$$ESAL_{diseño} = ESAL_{día} * 365 * GF * DL * LDF$$

<b>ESALS diseño</b>	<b>24,104,023</b>
---------------------	-------------------

Nota\*: Verde: ingresar dato

**Figura D.1.24.** Cálculo de ESAL para caso de estudio Categoría 1, MEPDG

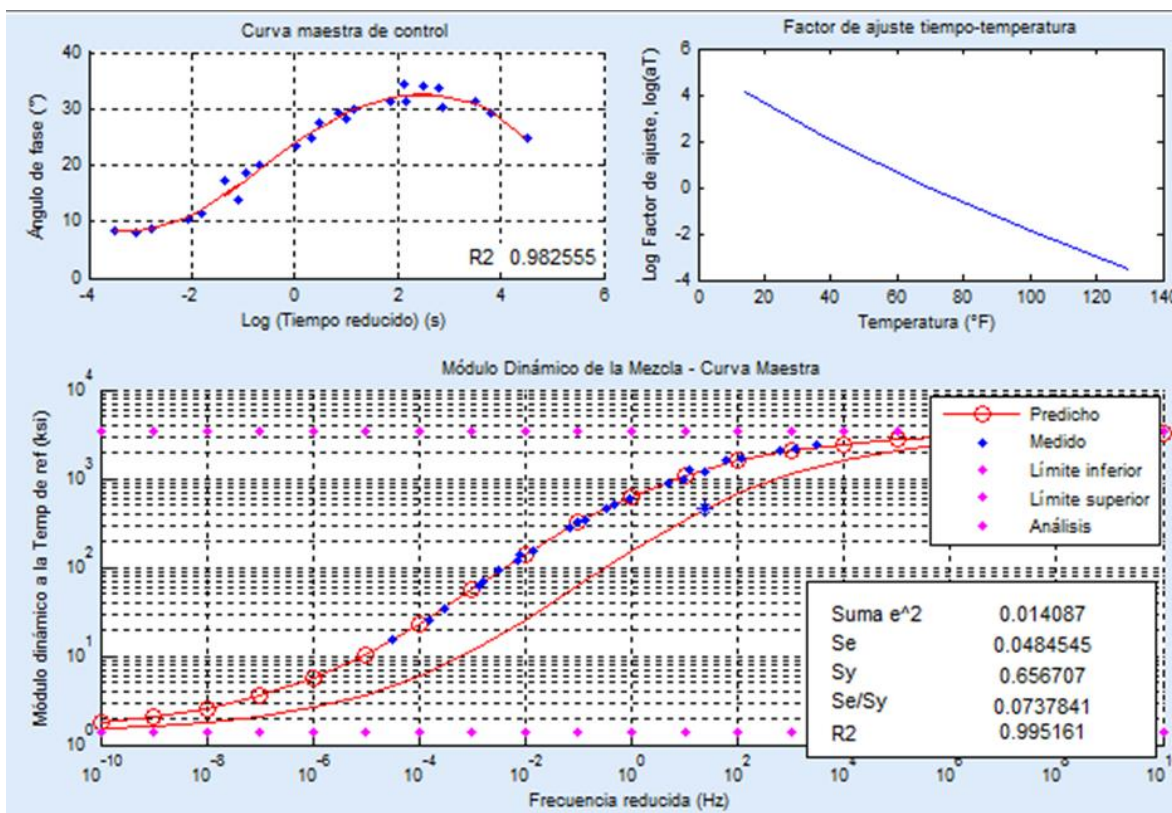


**Figura D.1.25.** Datos de entrada para el caso de estudio Categoría 1, MEPDG

**Tabla D.1.1.** Resultados del ensayo de módulo dinámico del laboratorio

Frecuencia (Hz)	Temperatura (°C)	Módulo dinámico (MPa)	Ángulo de fase (°)	Coefficiente de uniformidad del ángulo de fase (°)	Esfuerzo dinámico (kPa)	Error estándar del esfuerzo (%)
25,0	4,4	16214	8,31	1,3	1142,3	1,8
10,0	4,4	14899	8,15	0,2	1068,7	1,1
5,0	4,4	13958	8,86	0,2	1012,4	0,7
1,0	4,4	11829	10,59	0,3	870,1	0,4
0,5	4,3	10925	11,44	0,3	797,9	0,2
0,1	4,4	8830	13,85	0,4	652,8	0,4
25,0	21,4	8215	17,10	1,0	575,5	2,4
10,0	21,4	6830	18,52	0,3	480,8	1,7
5,0	21,3	5938	19,93	0,3	422,8	1,1
1,0	21,3	4119	23,56	0,2	294,5	0,4
0,5	21,3	3478	24,83	0,2	250,6	0,3
0,1	21,2	2231	28,19	0,0	160,7	0,3
25,0	37,8	3099	27,59	0,2	191,4	3,8
10,0	37,8	2344	29,17	0,1	150,0	3,6
5,0	37,8	1879	29,97	0,1	124,3	2,8
1,0	37,8	1049	31,39	0,4	74,5	1,2
0,5	37,8	809,7	31,16	0,6	57,9	1,9
0,1	37,8	433,9	30,37	0,9	32,7	2,7

Frecuencia (Hz)	Temperatura (°C)	Módulo dinámico (MPa)	Ángulo de fase (°)	Coefficiente de uniformidad del ángulo de fase (°)	Esfuerzo dinámico (kPa)	Error estándar del esfuerzo (%)
25,0	54,3	966	34,36	1,0	51,6	4,8
10,0	54,3	648	33,99	1,3	37,9	5,5
5,0	54,3	470	33,56	1,5	30,2	6,0
1,0	54,3	231	31,13	1,1	17,0	4,4
0,5	54,4	178	29,06	1,0	12,9	4,2
0,1	54,3	104	24,76	1,1	7,8	5,2



**Figura D.1.26.** Curva Maestra generada por el ImoDIN, utilizando los datos de la Tabla D.1.1.

Con una temperatura de la mezcla de 100,7 °F (38.2°C) y una frecuencia de carga de 24 Hz, se obtiene un módulo dinámico de  $E^* = 453937$  psi.

Capa	Tipo de suelo	Modelo elegido	Condiciones
Base	A-1-a	$Mr = 158501,7 * \theta^{0,125}$	$W_{\text{óptima}}: 4,39\%$
Subbase	A-1-a	$Mr = 110176,8 * \theta^{0,169}$	$W_{\text{óptima}}: 5,14\%$
Subrasante	A-7-6	$M_R = 82192 * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{0,4069}$	

Point No	X-Coord (in)	Y-Coord (in)	Z-Coord (in)	Principle Stress (1) (psi)	Principle Stress (2) (psi)	Principle Stress (3) (psi)
1	5.352	5.352	0.001	1.48E+02	1.48E+02	1.00E+02
2	5.352	5.352	4.528	5.85E+01	9.73E+00	9.64E+00
3	5.352	5.352	9.054	1.13E+01	-8.46E+01	-8.47E+01
4	5.352	5.352	14.96	5.68E+00	-1.10E+00	-1.10E+00
5	5.352	5.352	29.725	1.39E+00	-1.42E+00	-1.42E+00
6	5.352	5.352	38.586	6.94E-01	3.88E-02	3.81E-02
7	5.352	5.352	44.585	5.81E-01	4.46E-02	4.40E-02

Capa	Mr inicial (psi)	Estado de esfuerzos a mitad de la capa (psi)			Modelos constitutivos		%Error
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	Mr (kPa)	Mr(psi)	
Base	35091	5.68	-1.10	-1.10	235769	34219	-2%
Subbase	22977	1.39	-1.42	-1.42	162420	23573	3%
Subrasante	3714	0.581	0.045	0.044	24722	3588	-3%

**Figura D.1.27.** Corrección por estado de esfuerzos (iteración 3.1), utilizando modelos de referencia del Anexo A

## I. MODELO DE FATIGA PARA LA CARPETA ASFÁLTICA

Resultados de análisis estructural

Punto	$\epsilon_t$ ( $\mu$ s)	114.87
A	-	114.03
B	130.02	-
C	-	186.80
D	-	110.00
E		177.49
F	-	145.72

MEPDG

Unidades

Deformación a tensión	in/in
Módulo	psi

$$M = 4.84 \left[ \frac{V_b}{V_a + V_b} - 0.69 \right]$$

$$C = 10^M$$

$$N_f = 0.00432 C x k'_1 \left( \frac{1}{\epsilon_t} \right)^{3.9492} \left( \frac{1}{E^*} \right)^{1.281}$$

Vb	10.50%
Va	4.00%
M	0.165

Vb: porcentaje de asfalto efectivo (%).  
Va: porcentaje de vacíos (%).

C	1.463
---	-------

### 1. Agrietamiento de abajo hacia arriba

k1	250.00
----	--------

$$k'_1 = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 3.49 \cdot h_{ac})}}}$$

N	198,879,981
---	-------------

### 2. Agrietamiento de arriba hacia abajo

k1	0.083330799
----	-------------

$$k'_1 = \frac{1}{0.001 + \frac{12}{1 + e^{(13.67 - 28186 \cdot h_{ac})}}}$$

Figura D.1.28. Salida de la modelación por multicapa elástica y fatiga para el diseño Categoría 1, MEPDG

## II. AHUELLAMIENTO DE LA CARPETA ASFALTICA

### MEPDG

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_r} = k_1 * 10^{-3.4488 T^{1.5606} N^{0.479244}}$$

Donde,

$\epsilon_p$ , deformación plástica unitaria acumulada en N repeticiones de carga (in/in).

$\epsilon_r$ , deformación resiliente del material asfáltico como una función de las propiedades de la mezcla, temperatura y tiempo de aplicación de las cargas.(in/in).  
(respuesta de la aplicación de la carga equivalente de 9000 libras en el modelo estructural)

**N**, número de repeticiones de carga.

**T**, temperatura (deg F).

$$k_1: (C_1 + C_2 * d) * 0,328196^d$$

$$C_1 = -0,1039 * h_{ac}^2 + 2,4868 * h_{ac} - 17,342$$

$$C_2 = 0,0172 * h_{ac}^2 - 1,7331 * h_{ac} + 27,428$$

<b>C1</b>	<b>-3.343</b>
<b>C2</b>	<b>13.145</b>
<b>K1</b>	<b>0.3621</b>

T	100.7
N	24104023.18
$\epsilon_r$	114.03
K1	0.3621

<b><math>\epsilon_p</math> (in/in)</b>	<b>0.187</b>
Deformación (in)	<b>0.068</b>
Deformación (cm)	<b>0.172</b>

**Figura D.1.29.** Ahuellamiento en la MAC para caso de estudio Categoría 1, MEPDG

## III. AHUELLAMIENTO DE LA BASE Y SUBBASE

### MEPDG

$$\delta_a = \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h$$

Donde,

$\delta_a$ = Deformación permanente de la capa. (in)

$N$ = Numero de repeticiones de carga.

$\varepsilon_o, \varepsilon_r, \beta$  y  $\rho$  Propiedades de los materiales

$\varepsilon_v$ = Deformación unitaria vertical promedio en el centro de la capa obtenida del cálculo estructural del modelo multicapa

$h$ = espesor de la capa (in)

$\beta$ = factor de calibración dependiente del tipo de capa

$$W_c = 51,712 \left[ \left( \frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 * GWT^{0,1192}}$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 * W_c$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{\ln \left[ \frac{(0,15)}{20} \right]}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}}$$

$$\delta_a = \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h$$

$$\left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) = \frac{(e^{(\rho)^\beta} * 0,15) + (e^{(\rho/10^9)^\beta} * 20)}{2}$$

Donde,

$W_c$  = Contenido de agua (%)

$GWT$  (pies)= Nivel freático

$Er$  (PSI)= Módulo resiliente

**Figura D.1.30.** Ahuellamiento en la BG y SB para caso de estudio Categoría 1, MEPDG



**BASE**

$\beta_1$ base	1.673
Er base (psi)	35091
GWT (pies)	25.43
Wc	5.97
log B	-0.716
B	0.192
a1	0.15
b1	0
a9	20
b9	0
p	4289.70
$\left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r}\right) =$	21.95

$\delta a$ (in)	0.067
$\delta$ (cm)	0.170

**SUBBASE**

$\beta_1$ subbase	1.673
Er subbase (psi)	22977
GWT (pies)	25.43
Wc	8.46
log B	-0.760
B	0.174
a1	0.15
b1	0
a9	20
b9	0
p	11010.51
$\left(\frac{\epsilon_0}{\epsilon_r}\right) =$	22.96

$\delta a$ (in)	0.058
$\delta$ (cm)	0.146

**Figura D.1.31.** Ahuellamiento en la BG y SB para caso de estudio Categoría 1, MEPDG

#### IV. AHUELLAMIENTO DE LA SUBRASANTE

##### MEPDG

$$\delta = \int_0^{h_{bedrock}} \varepsilon_p(z) dz$$

$$\delta = \varepsilon_{p,z=0} \int_0^{h_{bedrock}} e^{-kz} dz = \left( \frac{1 - e^{-kh_{bedrock}}}{k} \right) \varepsilon_{p,z=0}$$

Donde,

$\delta$ = Deformacion plástica total de la subrasante (in)

H bedrock= Profundidad de la roca, pies (z=0 representa la superficie de la subrasante)

Z=0 in

<b><math>\beta</math>1 subrasante</b>	<b>1.35</b>
Wc	<b>38.00</b>
log $\beta$	<b>-0.618</b>
$\beta$	<b>0.241</b>
$\rho$	<b>746.26</b>

$$\left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right)$$

20.68

**$\varepsilon_p$  (in) 0.00457**

Z=6 in

<b><math>\beta</math>1 subrasante</b>	<b>1.35</b>
Wc	<b>38.00</b>
log $\beta$	<b>-0.618</b>
$\beta$	<b>0.241</b>
$\rho$	<b>746.26</b>

$$\left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right)$$

20.68

**$\varepsilon_p$  (in) 0.00375**

$$k = \frac{1}{6} \ln \left( \frac{\varepsilon_{p,z=0}}{\varepsilon_{p,z=6}} \right)$$

k 0.033

**$\delta$  (in) 0.13888**

**$\delta$  (cm) 0.35276**

**Figura D.1.32.** Ahuellamiento en la SR para caso de estudio Categoría 1, MEPDG

## V. DEFORMACIÓN PERMANENTE TOTAL

$$RD_{Total} = RD_{AC} + RD_{GB} + RD_{SG}$$

Donde:

$RD_{AC}$ , deformación permanente de la carpeta asfáltica

$RD_{GB}$ , deformación permanente de la Base Granular

$RD_{SG}$ , deformación permanente de la sub-rasante

Ahuellamiento Total (in)	
<b>RD<sub>AC</sub> =</b>	0.0678 in
<b>RD<sub>GB</sub> =</b>	0.0670 in
<b>RD<sub>G SUB-B</sub> =</b>	0.0575 in
<b>RD<sub>SG</sub> =</b>	0.1389 in
<b>RD<sub>TOTAL</sub> =</b>	<b>0.33 in</b>
<b>RD<sub>TOTAL</sub> =</b>	<b>0.84 cm</b>

**Figura D.1.33.** Resumen de ahuellamiento para caso de estudio Categoría 1, MEPDG

Porcentaje de crecimiento	5.9%
Nf admisibles fatiga	198,879,981
ESALS diseño	24,104,023

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i}$$

where:

$D$  = damage.

$T$  = total number of periods.

$n_i$  = actual traffic for period  $i$ .

$N_i$  = traffic allowed under conditions prevailing in  $i$ .

#### DAÑO

Año	ESALS año	ESALS acumulado	Daño relativo	Daño acumulado
1	445,562	445,562	0.2%	0.2%
2	472,295	917,857	0.2%	0.5%
3	499,029	1,416,886	0.3%	0.7%
4	530,218	1,947,105	0.3%	1.0%
5	561,408	2,508,513	0.3%	1.3%
6	592,597	3,101,110	0.3%	1.6%
7	628,242	3,729,352	0.3%	1.9%
8	663,887	4,393,239	0.3%	2.2%
9	703,988	5,097,227	0.4%	2.6%
10	748,544	5,845,770	0.4%	2.9%
11	788,644	6,634,415	0.4%	3.3%
12	837,656	7,472,071	0.4%	3.8%
13	886,668	8,358,739	0.4%	4.2%
14	940,135	9,298,874	0.5%	4.7%
15	993,603	10,292,477	0.5%	5.2%
16	1,051,526	11,344,002	0.5%	5.7%
17	1,113,904	12,457,907	0.6%	6.3%
18	1,180,739	13,638,646	0.6%	6.9%
19	1,252,029	14,890,674	0.6%	7.5%
20	1,323,318	16,213,993	0.7%	8.2%
21	1,403,520	17,617,512	0.7%	8.9%
22	1,483,721	19,101,233	0.7%	9.6%
23	1,572,833	20,674,066	0.8%	10.4%
24	1,666,401	22,340,467	0.8%	11.2%
25	1,764,425	24,104,891	0.9%	12.1%

#### PORCENTAJE DE AGRIETAMIENTO POR FATIGA

C1'	-2.000
C2''	-2.463

Daño acumulado	FC (%)
0.2%	1.1
0.5%	2.3
0.7%	3.6
1.0%	5.0
1.3%	6.4
1.6%	7.9
1.9%	9.5
2.2%	11.1
2.6%	12.8
2.9%	14.5
3.3%	16.3
3.8%	18.1
4.2%	19.9
4.7%	21.8
5.2%	23.7
5.7%	25.7
6.3%	27.6
6.9%	29.6
7.5%	31.6
8.2%	33.6
8.9%	35.6
9.6%	37.6
10.4%	39.6
11.2%	41.6
12.1%	43.6

FC: Porcentaje del área del carril

$$FC_{bottom} = \left( \frac{6000}{1 + e^{(C_1 + C_1' + C_2 + C_2' \cdot \log(10(D*100)))}} \right) * \left( \frac{1}{60} \right) \quad (3.3.31a)$$

where:

$FC_{bottom}$  = bottom-up fatigue cracking, percent lane area

$D$  = bottom-up fatigue damage

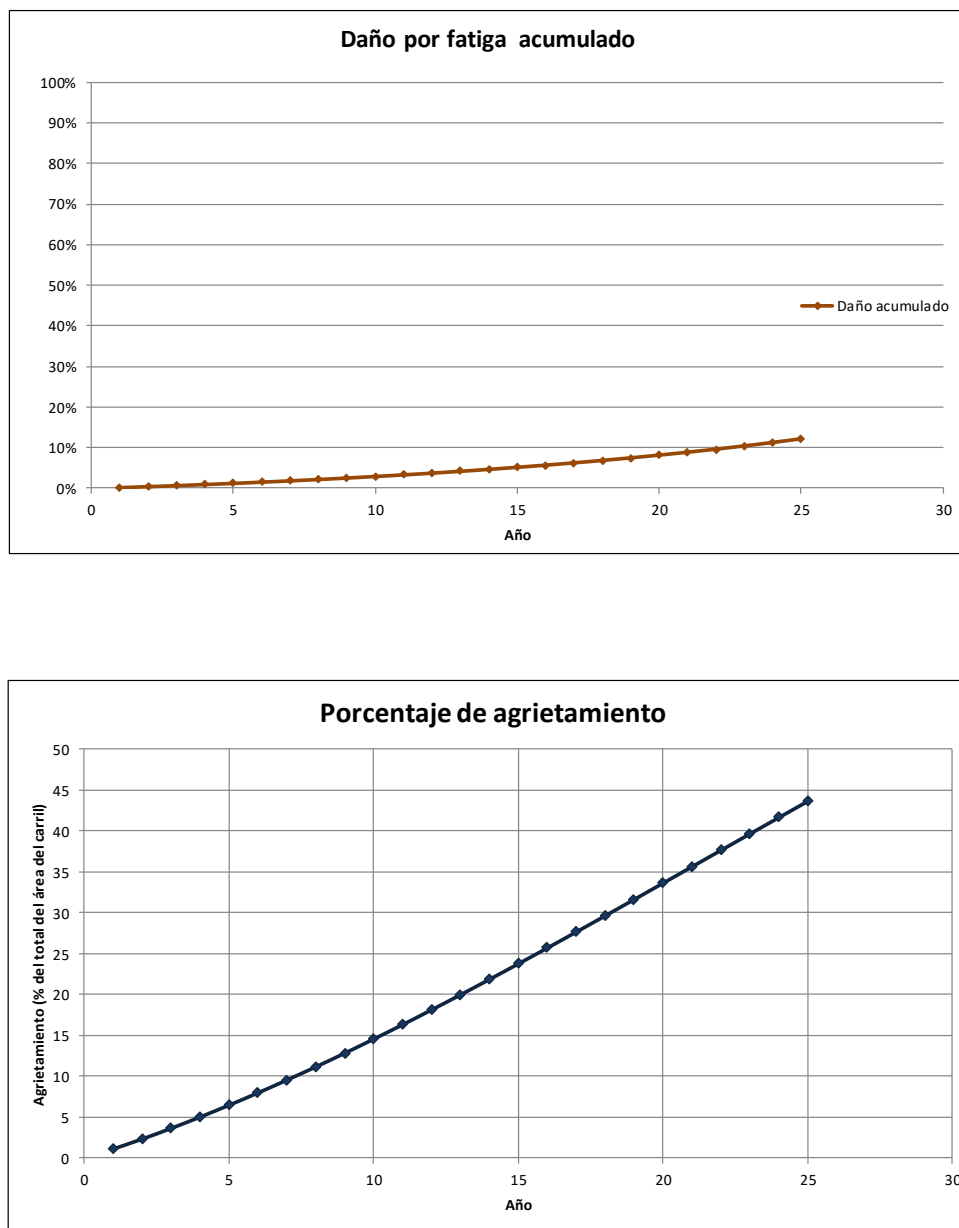
$C_1$  = 1.0

$C_1'$  =  $-2 * C_2'$

$C_2'$  = 1.0

$C_2$  =  $-2.40874 - 39.748 * (1 + h_{ac})^{-2.856}$

**Figura D.1.34.** Daño acumulado a fatiga para caso de estudio Categoría 1, MEPDG



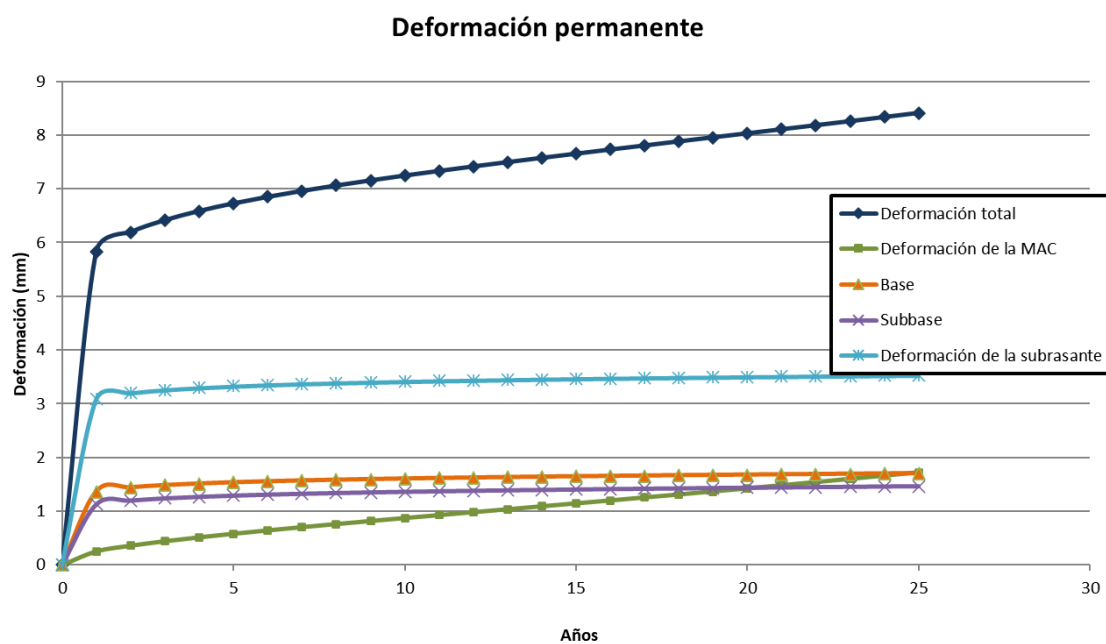
**Figura D.1.35.** Gráficas de acumulado a fatiga y área agrietada para caso de estudio Categoría 1, MEPDG

Año	ESALs año	ESALs acumulado	$\delta$ base (in)	$\delta$ base (mm)	$\delta$ subbase (in)	$\delta$ subbase (mm)	Subrasante				
							z=0	z=6	K	$\delta$ subrasante (in)	$\delta$ subrasante (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	445,562	445,562	0.054	1.366	0.044	1.123	0.003999	0.003283	0.0329	0.122	3.090
2	472,295	917,857	0.057	1.441	0.047	1.195	0.004139	0.003398	0.0329	0.126	3.198
3	499,029	1,416,886	0.058	1.482	0.049	1.236	0.004213	0.003459	0.0329	0.128	3.256
4	530,218	1,947,105	0.060	1.511	0.050	1.265	0.004264	0.003501	0.0329	0.130	3.295
5	561,408	2,508,513	0.060	1.534	0.051	1.287	0.004302	0.003532	0.0329	0.131	3.324
6	592,597	3,101,110	0.061	1.552	0.051	1.306	0.004333	0.003557	0.0329	0.132	3.348
7	628,242	3,729,352	0.062	1.567	0.052	1.321	0.004358	0.003578	0.0329	0.133	3.367
8	663,887	4,393,239	0.062	1.580	0.053	1.335	0.004380	0.003596	0.0329	0.133	3.384
9	703,988	5,097,227	0.063	1.592	0.053	1.347	0.004399	0.003611	0.0329	0.134	3.399
10	748,544	5,845,770	0.063	1.603	0.053	1.358	0.004416	0.003625	0.0329	0.134	3.412
11	788,644	6,634,415	0.063	1.612	0.054	1.368	0.004431	0.003638	0.0329	0.135	3.424
12	837,656	7,472,071	0.064	1.621	0.054	1.377	0.004445	0.003649	0.0329	0.135	3.435
13	886,668	8,358,739	0.064	1.630	0.055	1.386	0.004458	0.003660	0.0329	0.136	3.445
14	940,135	9,298,874	0.064	1.637	0.055	1.394	0.004470	0.003670	0.0329	0.136	3.454
15	993,603	10,292,477	0.065	1.645	0.055	1.401	0.004481	0.003679	0.0329	0.136	3.462
16	1,051,526	11,344,002	0.065	1.651	0.055	1.408	0.004491	0.003688	0.0329	0.137	3.471
17	1,113,904	12,457,907	0.065	1.658	0.056	1.415	0.004501	0.003696	0.0329	0.137	3.478
18	1,180,739	13,638,646	0.066	1.664	0.056	1.422	0.004511	0.003703	0.0329	0.137	3.485
19	1,252,029	14,890,674	0.066	1.670	0.056	1.428	0.004520	0.003711	0.0329	0.137	3.492
20	1,323,318	16,213,993	0.066	1.676	0.056	1.434	0.004528	0.003717	0.0329	0.138	3.499
21	1,403,520	17,617,512	0.066	1.681	0.057	1.440	0.004536	0.003724	0.0329	0.138	3.505
22	1,483,721	19,101,233	0.066	1.686	0.057	1.445	0.004544	0.003730	0.0329	0.138	3.511
23	1,572,833	20,674,066	0.067	1.692	0.057	1.451	0.004551	0.003737	0.0329	0.138	3.517
24	1,666,401	22,340,467	0.067	1.696	0.057	1.456	0.004558	0.003742	0.0329	0.139	3.522
25	1,764,425	24,104,891	0.067	1.701	0.058	1.461	0.004565	0.003748	0.0329	0.139	3.528

Año	ESALs año	ESALs acumulado	Mezcla asfáltica (in)	Mezcla asfáltica (mm)	$\delta$ total (in)	$\delta$ total (mm)
0	0	0	0.0	0.0	0	0
1	445,562	445,562	0.028	0.25	0.230	5.834
2	472,295	917,857	0.039	0.36	0.244	6.193
3	499,029	1,416,886	0.048	0.44	0.253	6.417
4	530,218	1,947,105	0.056	0.52	0.259	6.587
5	561,408	2,508,513	0.063	0.58	0.265	6.727
6	592,597	3,101,110	0.070	0.64	0.270	6.849
7	628,242	3,729,352	0.077	0.70	0.274	6.959
8	663,887	4,393,239	0.083	0.76	0.278	7.060
9	703,988	5,097,227	0.089	0.82	0.282	7.155
10	748,544	5,845,770	0.095	0.87	0.285	7.245
11	788,644	6,634,415	0.101	0.93	0.289	7.331
12	837,656	7,472,071	0.107	0.98	0.292	7.415
13	886,668	8,358,739	0.113	1.04	0.295	7.496
14	940,135	9,298,874	0.119	1.09	0.298	7.575
15	993,603	10,292,477	0.124	1.14	0.301	7.653
16	1,051,526	11,344,002	0.130	1.20	0.304	7.730
17	1,113,904	12,457,907	0.136	1.25	0.307	7.806
18	1,180,739	13,638,646	0.142	1.31	0.310	7.881
19	1,252,029	14,890,674	0.149	1.37	0.313	7.957
20	1,323,318	16,213,993	0.155	1.42	0.316	8.032
21	1,403,520	17,617,512	0.161	1.48	0.319	8.107
22	1,483,721	19,101,233	0.167	1.54	0.322	8.182
23	1,572,833	20,674,066	0.174	1.60	0.325	8.258
24	1,666,401	22,340,467	0.180	1.66	0.328	8.334
25	1,764,425	24,104,891	0.187	1.72	0.331	8.411

**Figura D.1.36.** Evolución del ahuellamiento para caso de estudio Categoría 1, MEPDG



**Figura D.1.37.** Evolución del ahuellamiento para caso de estudio Categoría 1, MEPDG

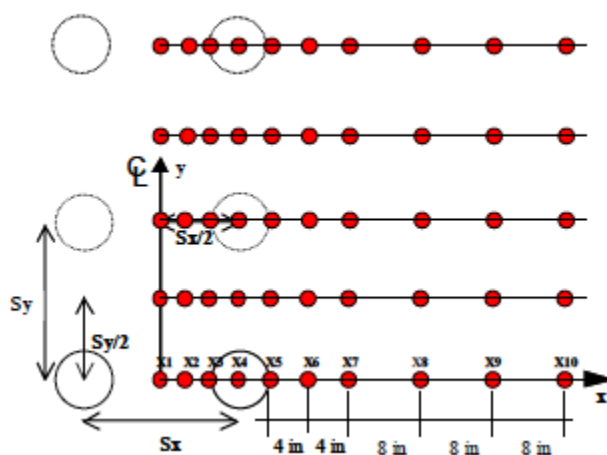
*Anexo D.2. Análisis de sensibilidad modelos de la Guía de Diseño*

Se realizó una modelación de 5 000 estructuras generadas de forma aleatoria para analizar el comportamiento de los modelos calibrados. Los rangos de parámetros considerados se muestran en la Tabla D.2.1.

**Tabla D.2.1.** Rango de valores considerados para las modelaciones

Material	Rango de espesores (cm)	Rango de módulo (MPa)
MAC	7-20	500-10500
Base	15-35	70-350
Subbase	15-40	30-200
Subrasante	N/A	20-170

Las estructuras se analizaron en los siguientes puntos, según recomendaciones de reporte 1-37A de la NCHRP, (2004).



**Figura D.2.1.** Histograma de deformación unitaria a tensión

Fuente: (NCHRP, 2004)

Los puntos correspondientes al eje X se calculan de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 X1 &= 0 \\
 X2 &= \frac{\left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) - T_{\text{radio}}}{2} \\
 X3 &= \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) - T_{\text{radio}}
 \end{aligned}$$



$$X4 = \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}$$

$$X5 = \left( \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2} \right) + T_{\text{radio}}$$

$$X6 = \left( \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2} \right) + T_{\text{radio}} + 10,2 \text{ cm}$$

$$X7 = \left( \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2} \right) + T_{\text{radio}} + 20,4 \text{ cm}$$

$$X8 = \left( \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2} \right) + T_{\text{radio}} + 40,6 \text{ cm}$$

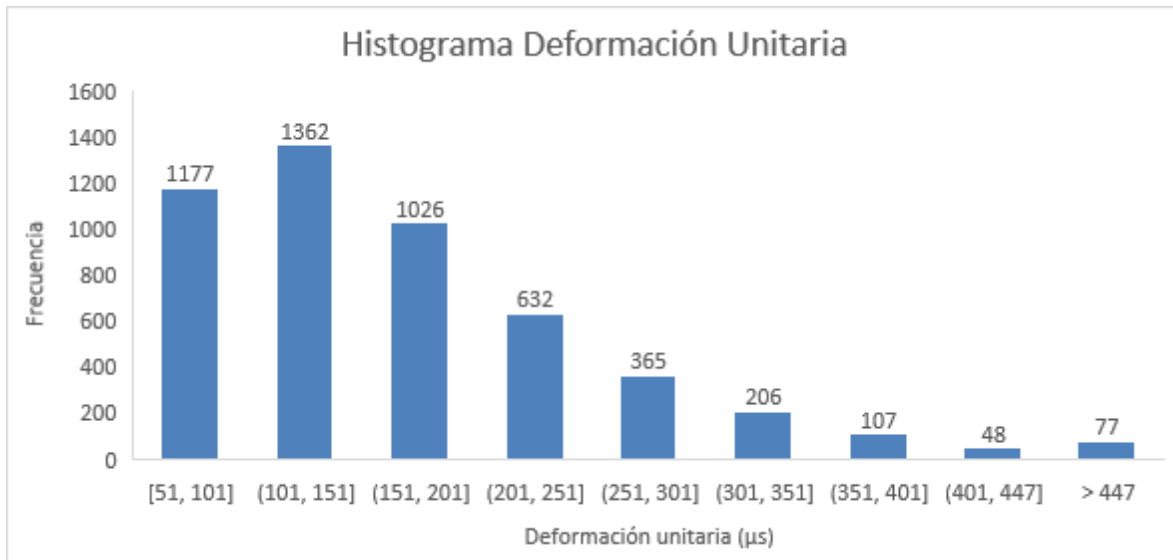
$$X9 = \left( \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2} \right) + T_{\text{radio}} + 61 \text{ cm}$$

$$X10 = \left( \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2} \right) + T_{\text{radio}} + 81,3 \text{ cm}$$

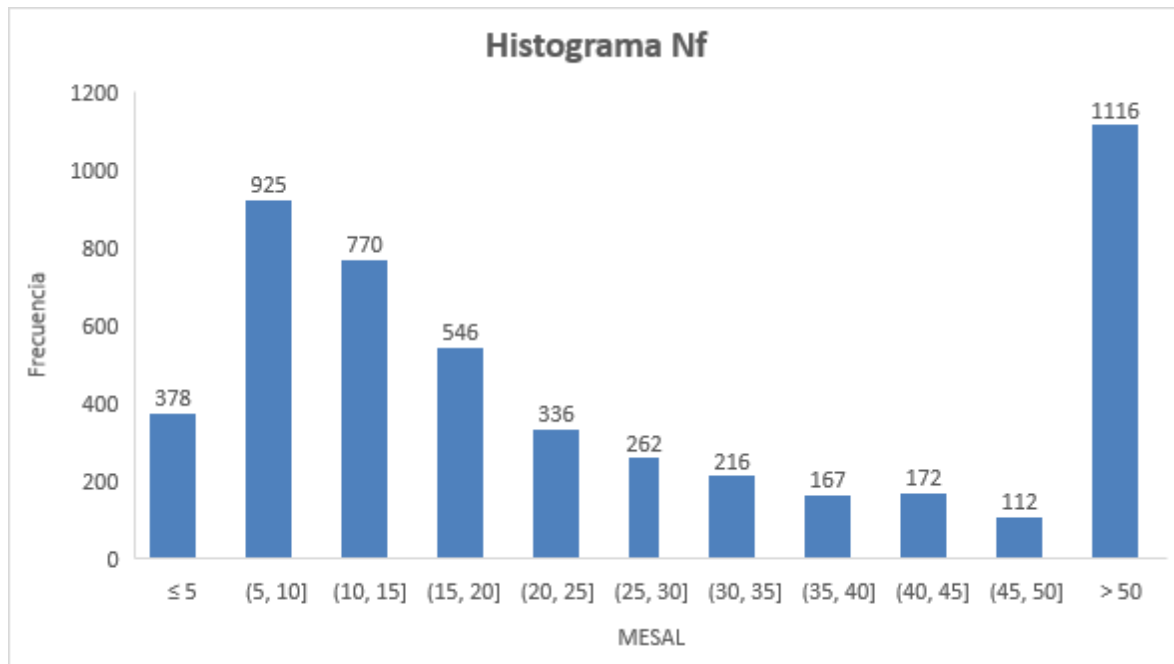
**Donde:**

- $T_{\text{espaciamiento}}$ : Espaciamiento entre cada llanta de un par en un eje dual.
- $T_{\text{radio}}$ : Radio de contacto de la llanta.

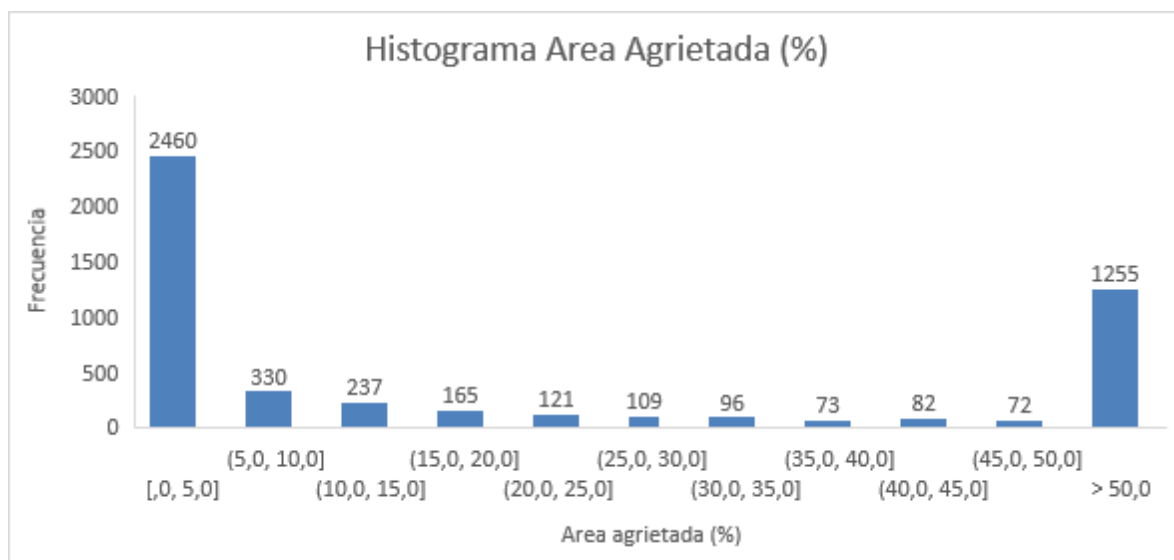
#### **Análisis de sensibilidad para fatiga y área agrietada de abajo hacia arriba**



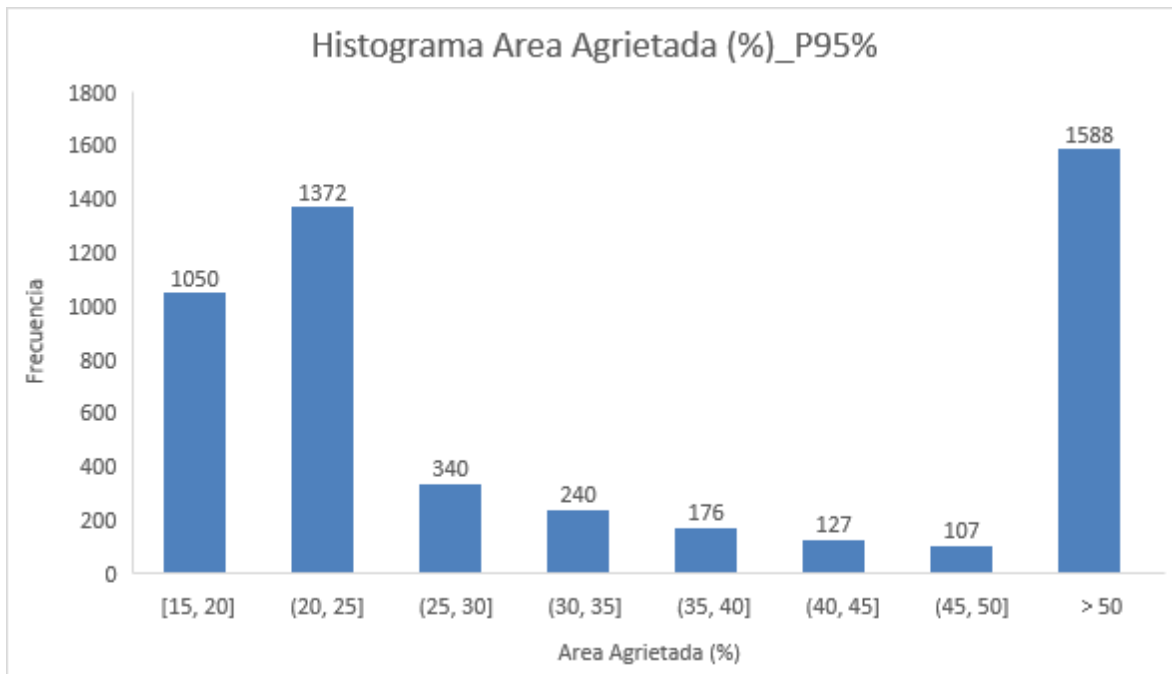
**Figura D.2.2.** Histograma de deformación unitaria a tensión



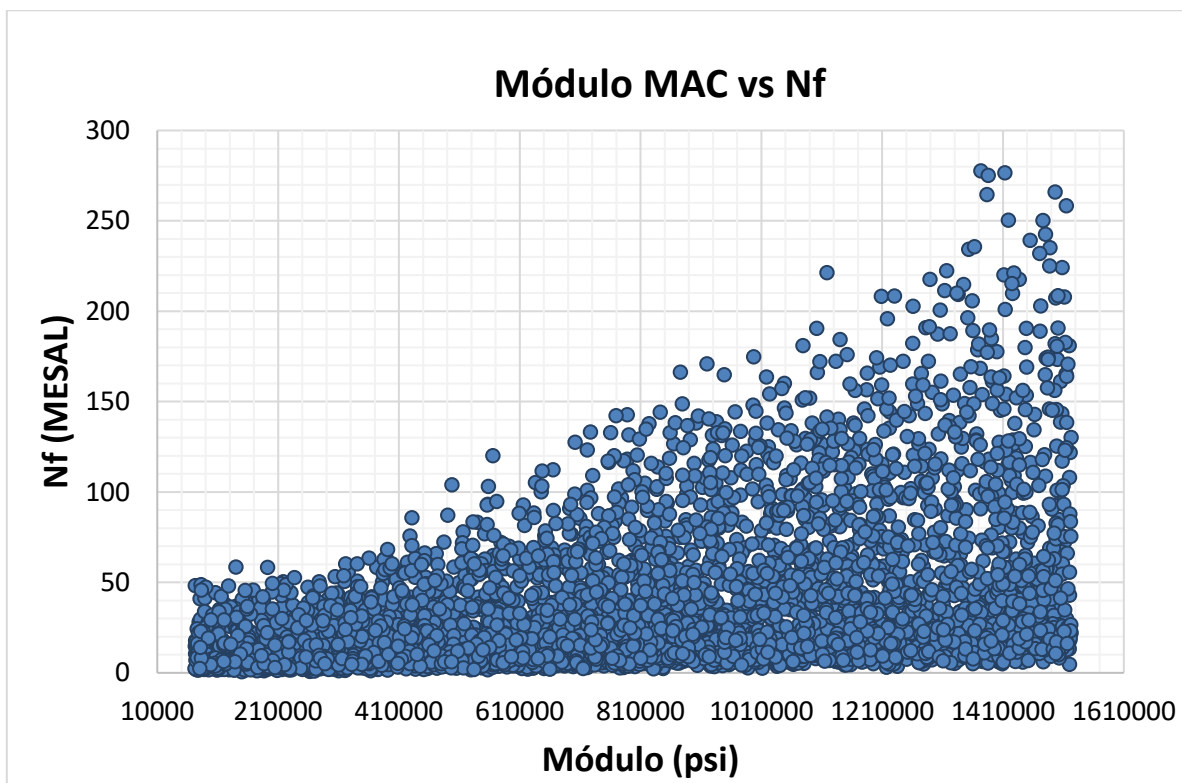
**Figura D.2.3.** Histograma de ESAL admisibles



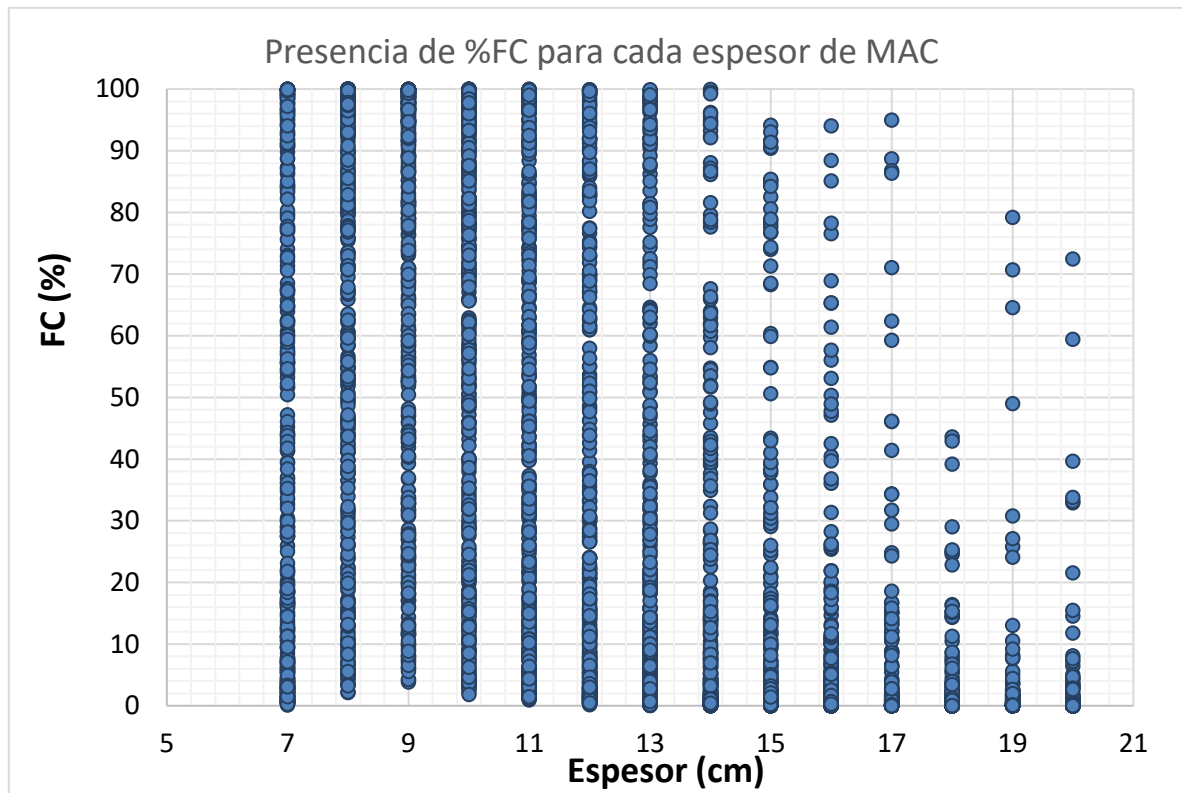
**Figura D.2.4.** Histograma de área agrietada para 15 millones de ESAL



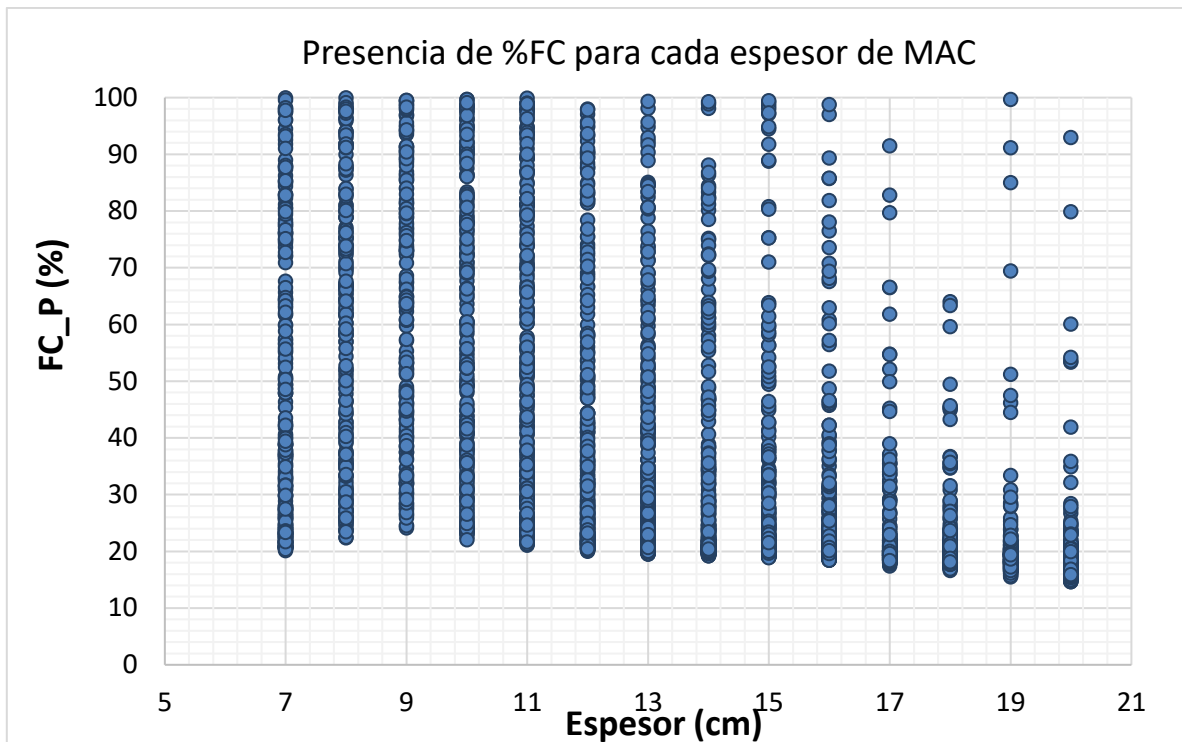
**Figura D.2.5.** Histograma de área agrietada, confiabilidad del 95%, para 15 millones de ESAL



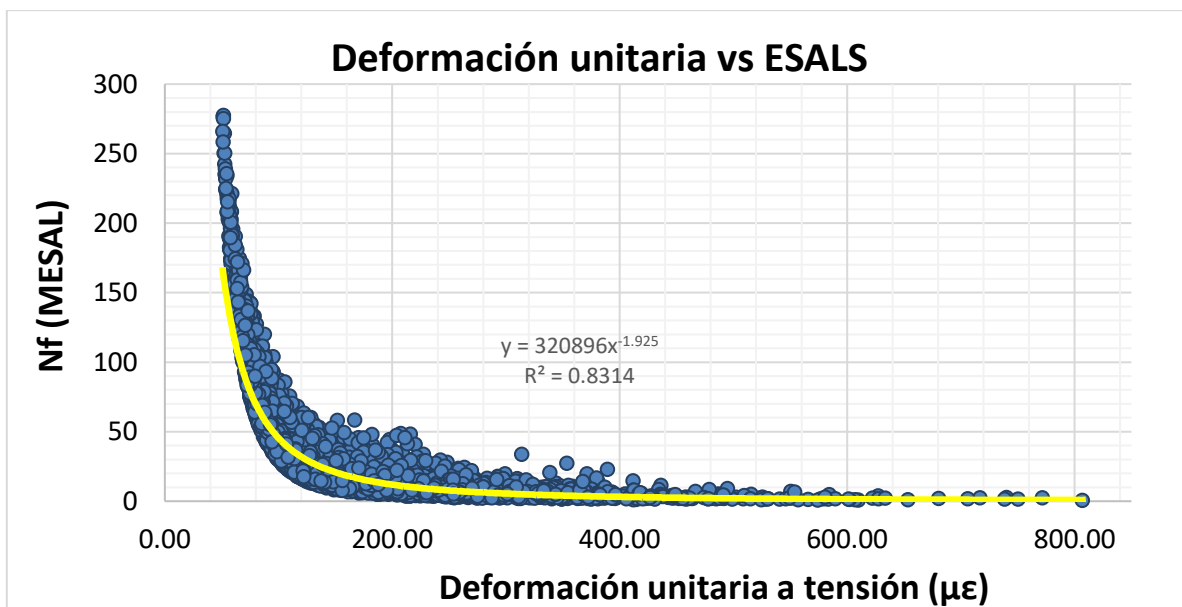
**Figura D.2.6.** Dispersión de puntos, módulo de MAC vs ESAL admisibles



**Figura D.2.7.** Distribución del porcentaje de área agrietada, 15 millones de ESAL, para diferentes espesores de MAC



**Figura D.2.8.** Distribución del porcentaje de área agrietada, confiabilidad de 95% y 15 millones de ESAL, para diferentes espesores de MAC

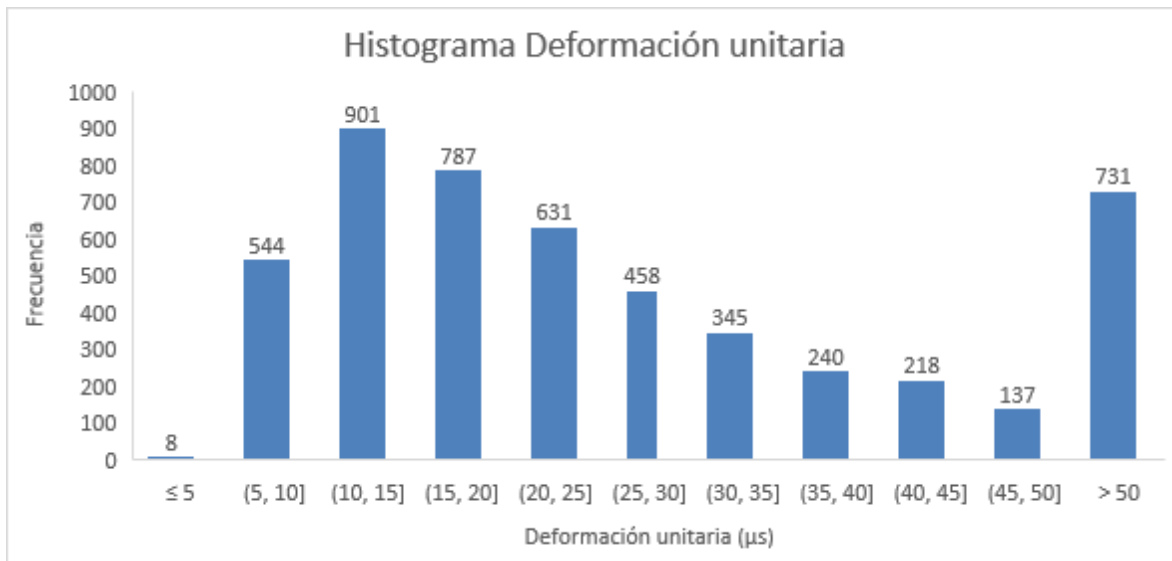


**Figura D.2.9.** Dispersión de puntos, deformación unitaria a tensión en la MAC vs ESAL admisibles

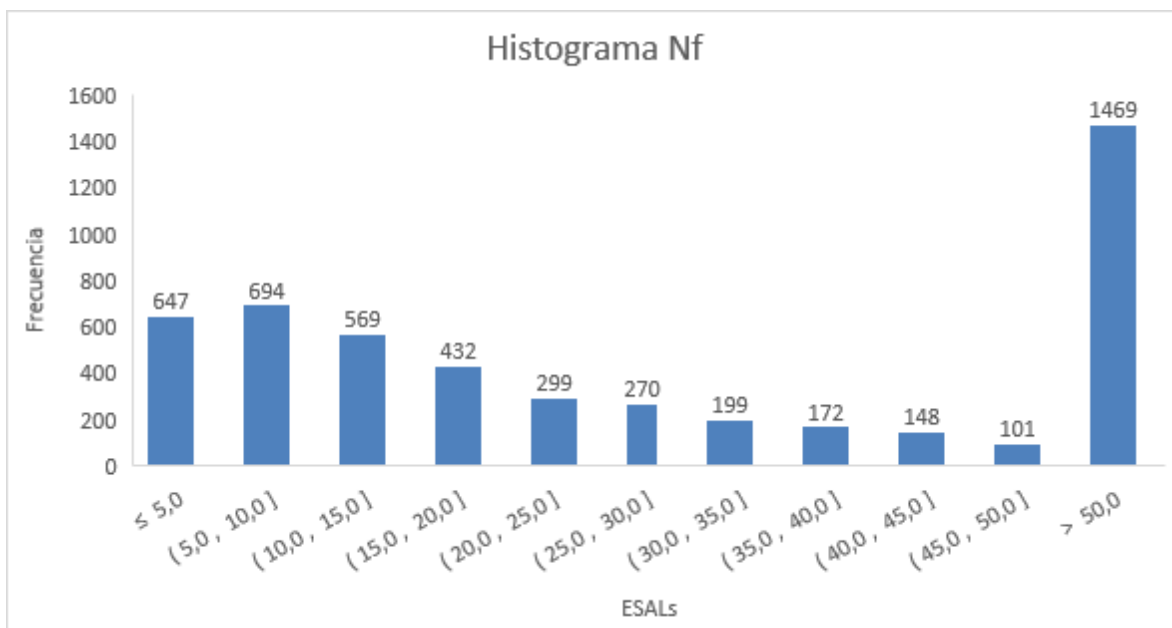
**Tabla D.2.2.** Resumen de resultados de FC por espesor de MAC

[illegible]

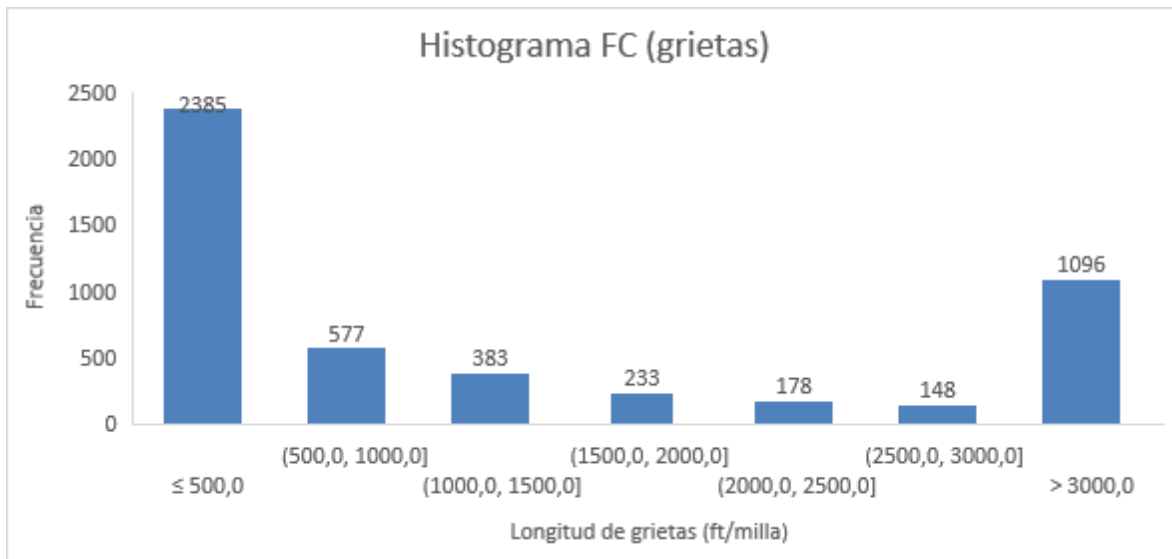
### Análisis de sensibilidad para fatiga y longitud de grietas de arriba hacia abajo



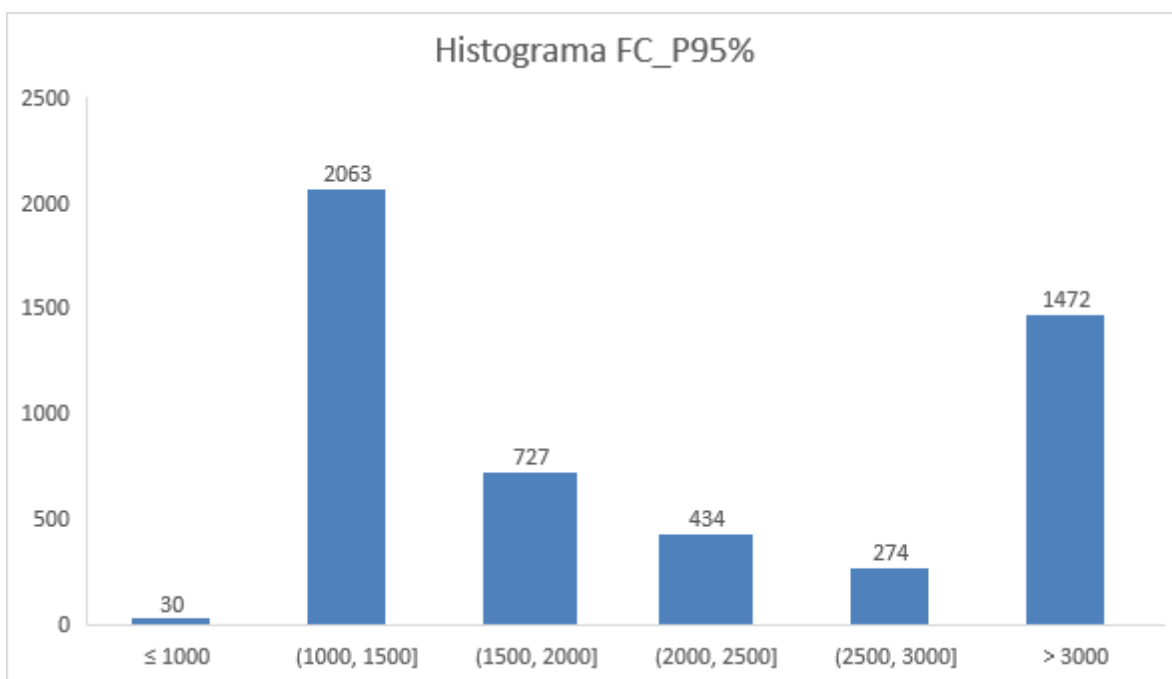
**Figura D.2.11.** Histograma de deformación unitaria a tensión



**Figura D.2.12.** Histograma de ESAL admisibles

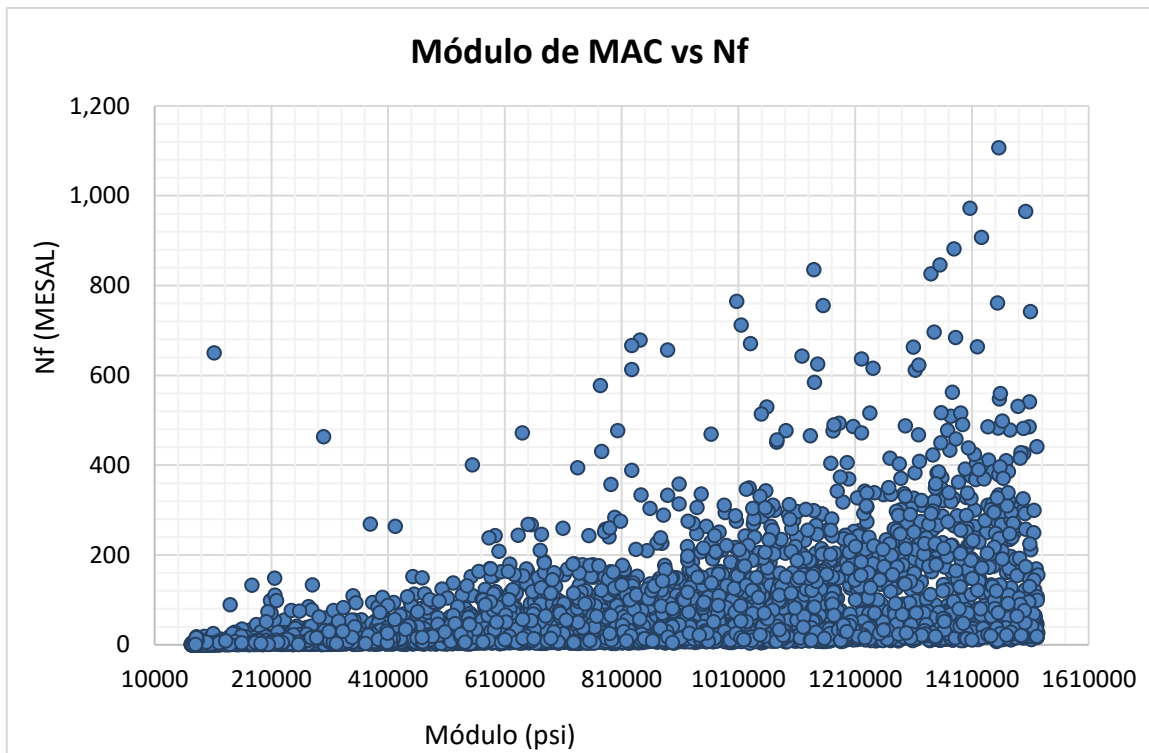


**Figura D.2.13.** Histograma de longitud de grietas para 15 millones de ESAL

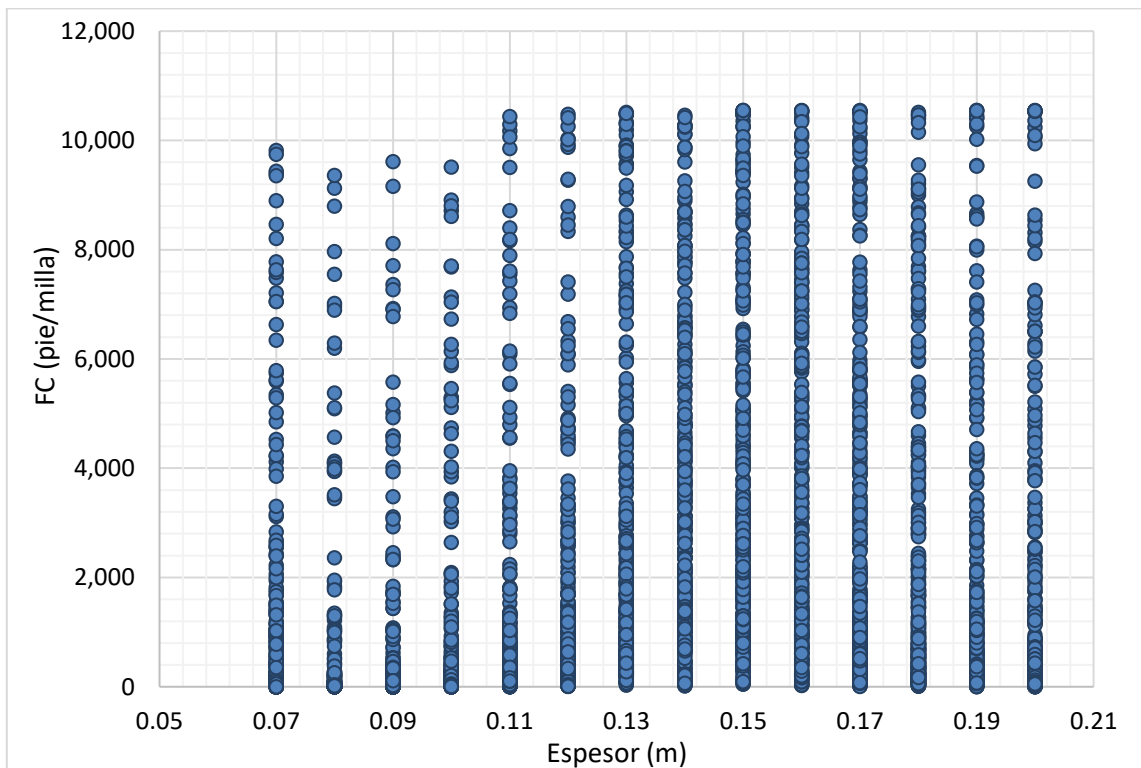


**Figura D.2.14.** Histograma de longitud de grietas, confiabilidad del 95%, para 15 millones de ESAL

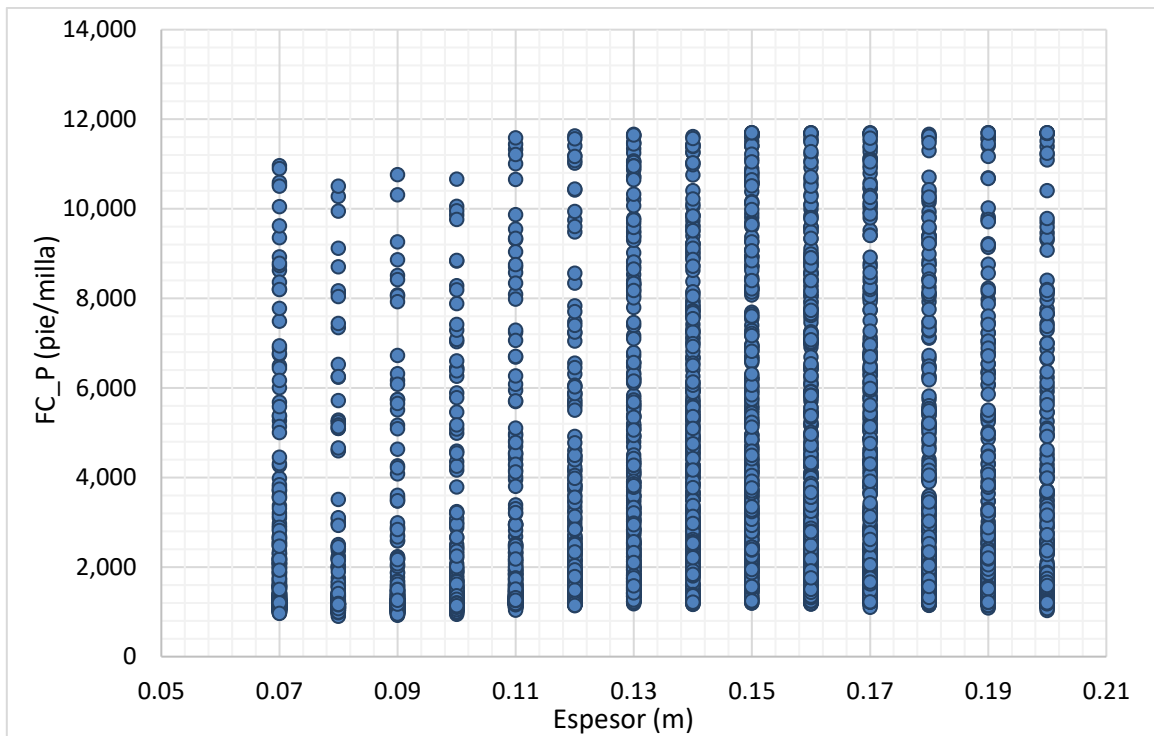




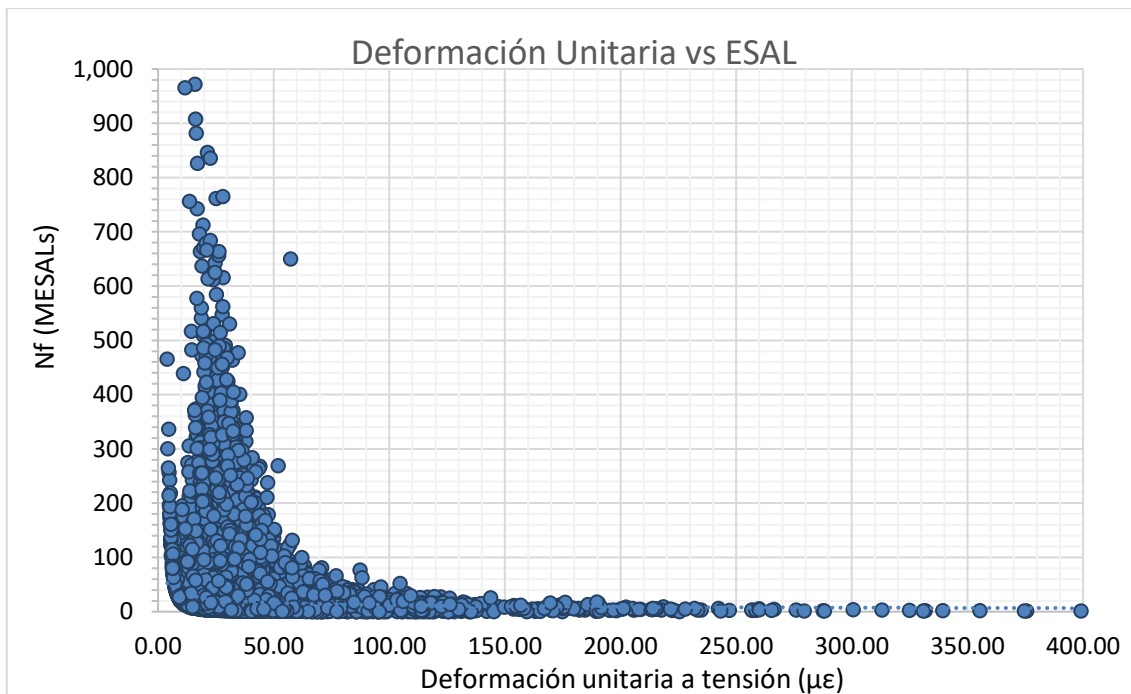
**Figura D.2.15.** Dispersión de puntos, módulo de MAC vs ESAL admisibles



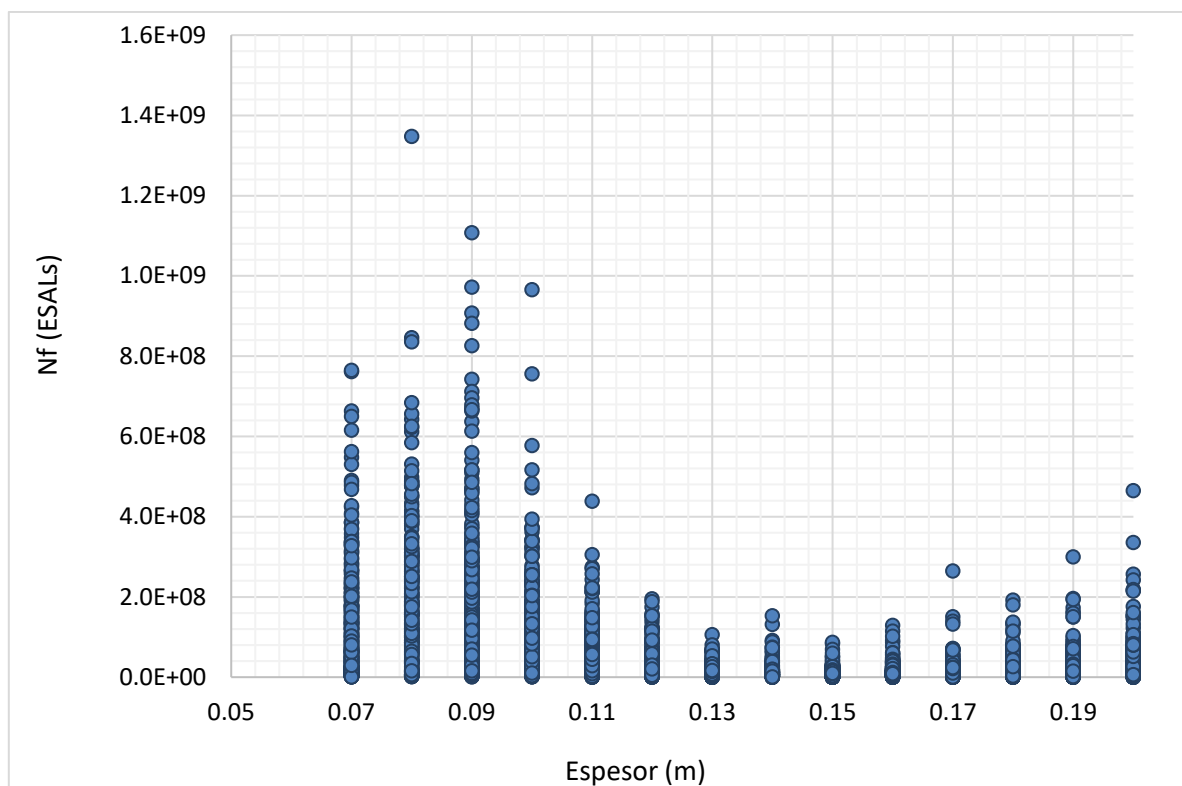
**Figura D.2.16.** Distribución de longitud de grietas, 15 millones de ESAL, para diferentes espesores de MAC



**Figura D.2.17.** Distribución de longitud de grietas, confiabilidad de 95% y 15 millones de ESAL, para diferentes espesores de MAC

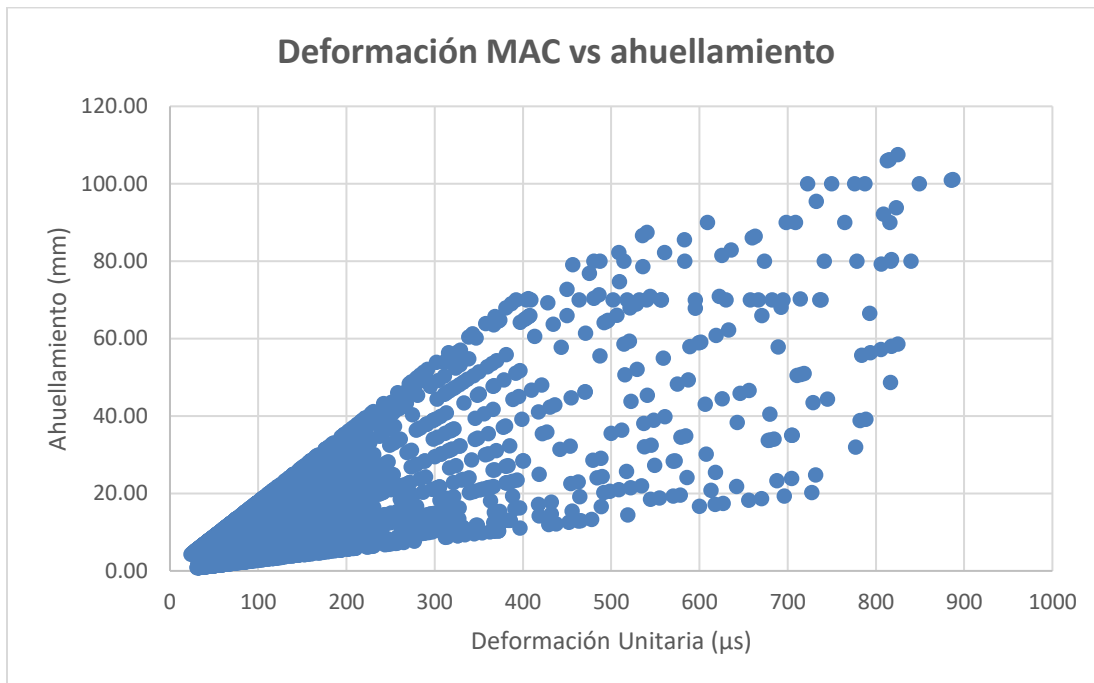


**Figura D.2.18.** Dispersión de puntos, deformación unitaria a tensión en la MAC vs ESAL admisibles

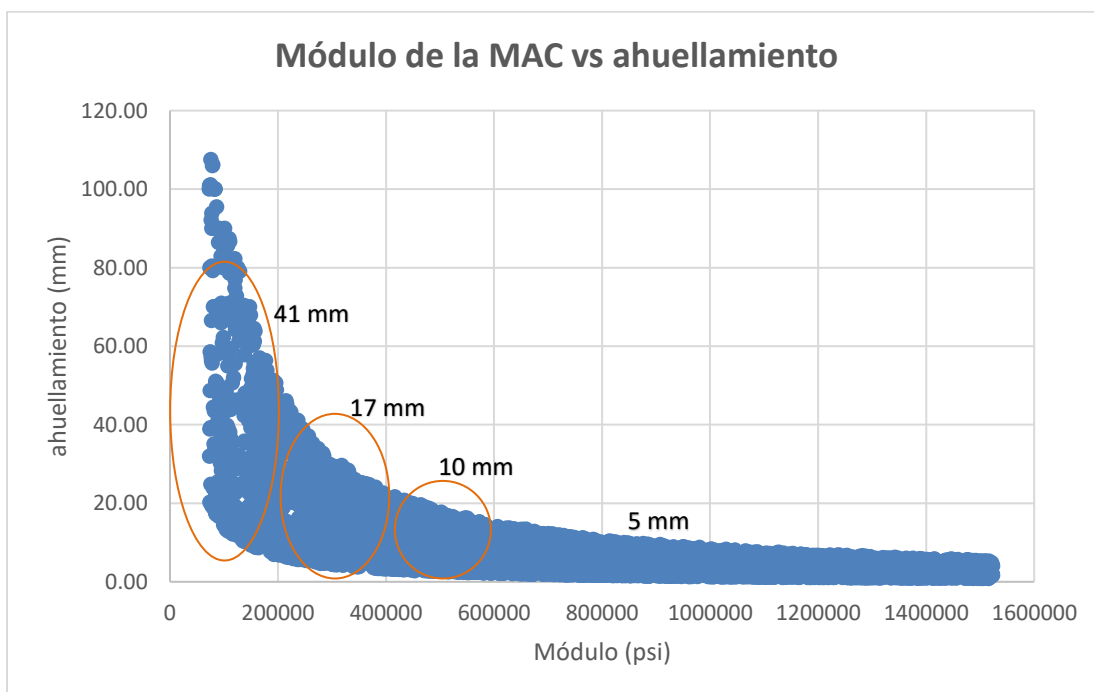


**Figura D.2.19.** ESAL admisibles para diferentes espesores de MAC

### Análisis de sensibilidad para ahuellamiento en la MAC



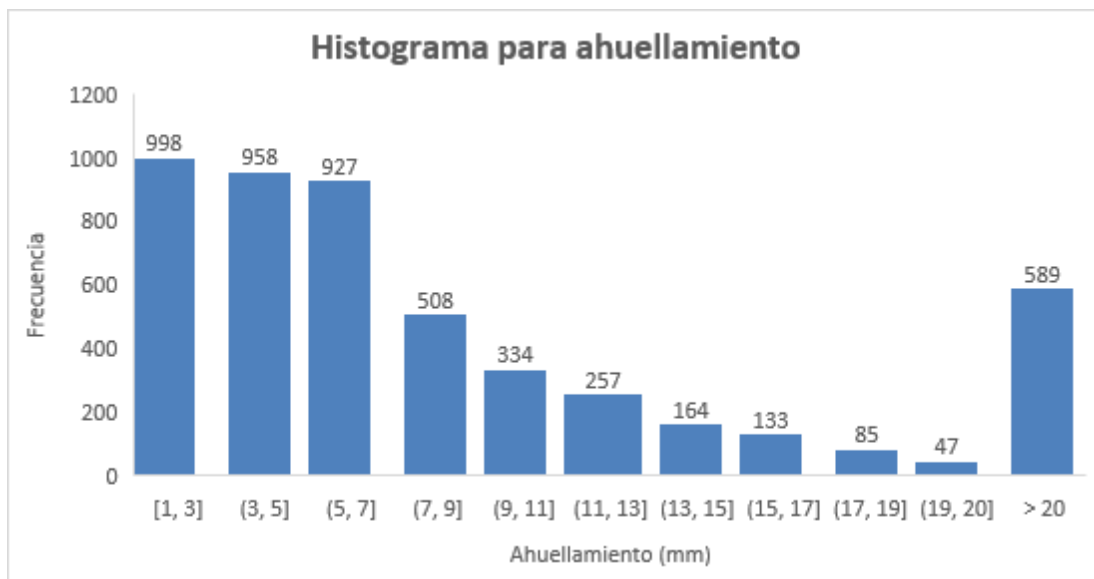
**Figura D.2.20.** Relación ahuellamiento en la MAC vs deformación unitaria a compresión en la MAC

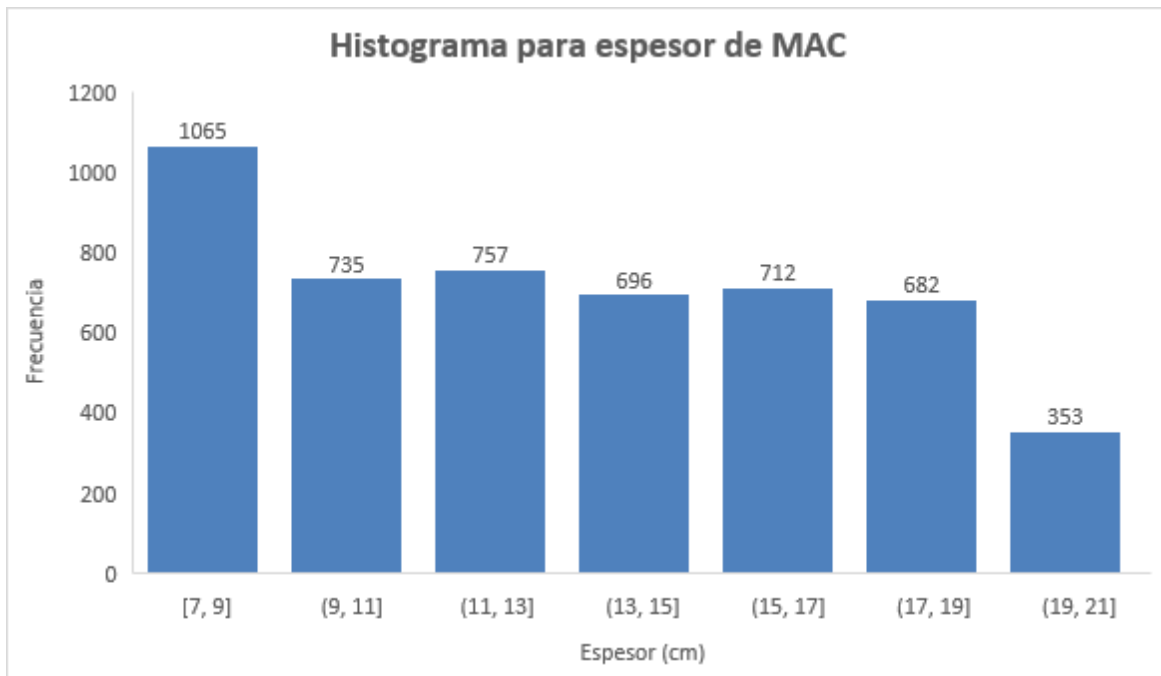


**Figura D.2.21.** Relación ahuellamiento en la MAC vs módulo resiliente en la MAC

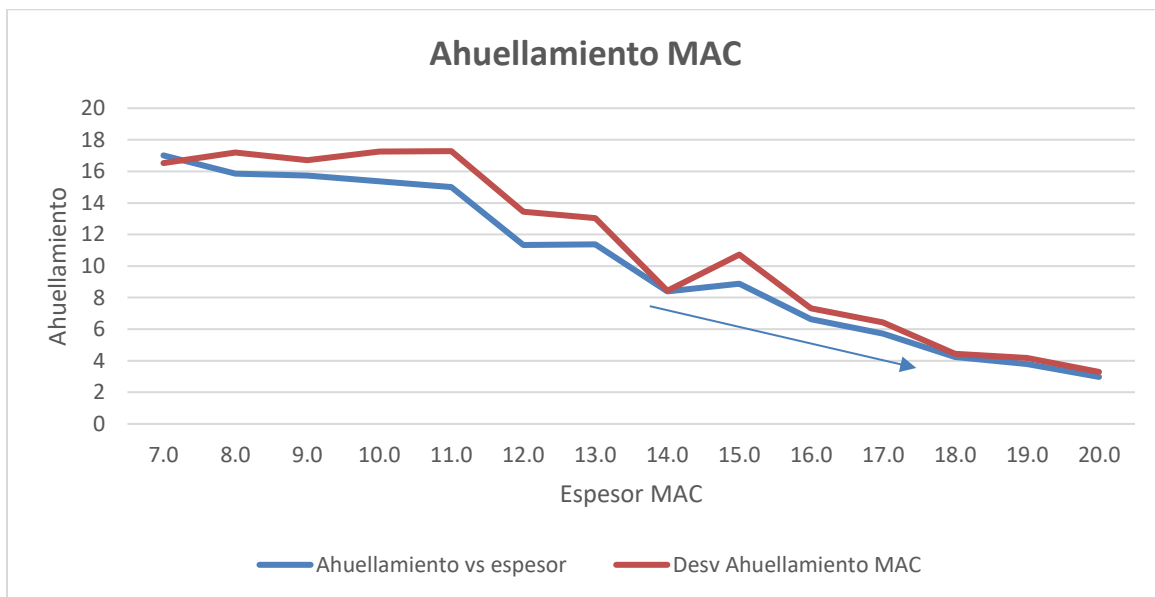
**Tabla D.2.3.** Resumen ahuellamiento en MAC, por categorías de E\*

Módulo de MAC	Promedio de $\epsilon_p \cdot k_z$ (mm)	Desvest de $\epsilon_p \cdot k_z$ (mm)
<200ksi	41.44	24.46
200-400ksi	17.15	9.78
400-600ksi	10.13	5.12
>600ksi	4.81	2.78

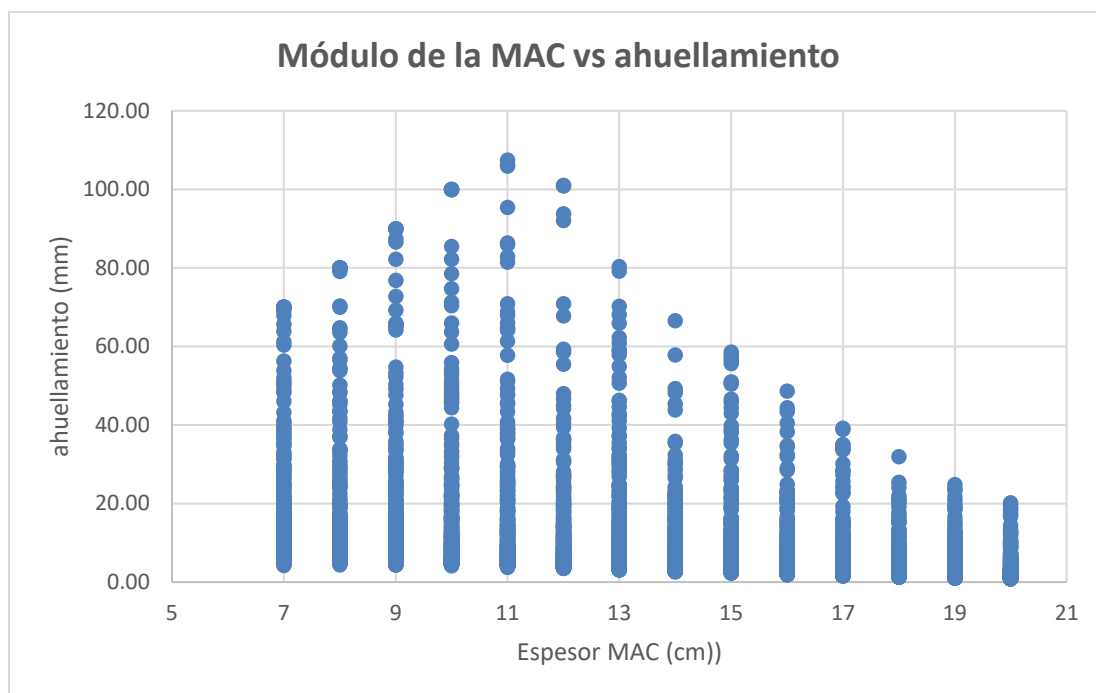
**Figura D.2.22.** Histograma ahuellamiento en la MAC para 15 millones de ESAL



**Figura D.2.23.** Histograma distribución de espesores de MAC

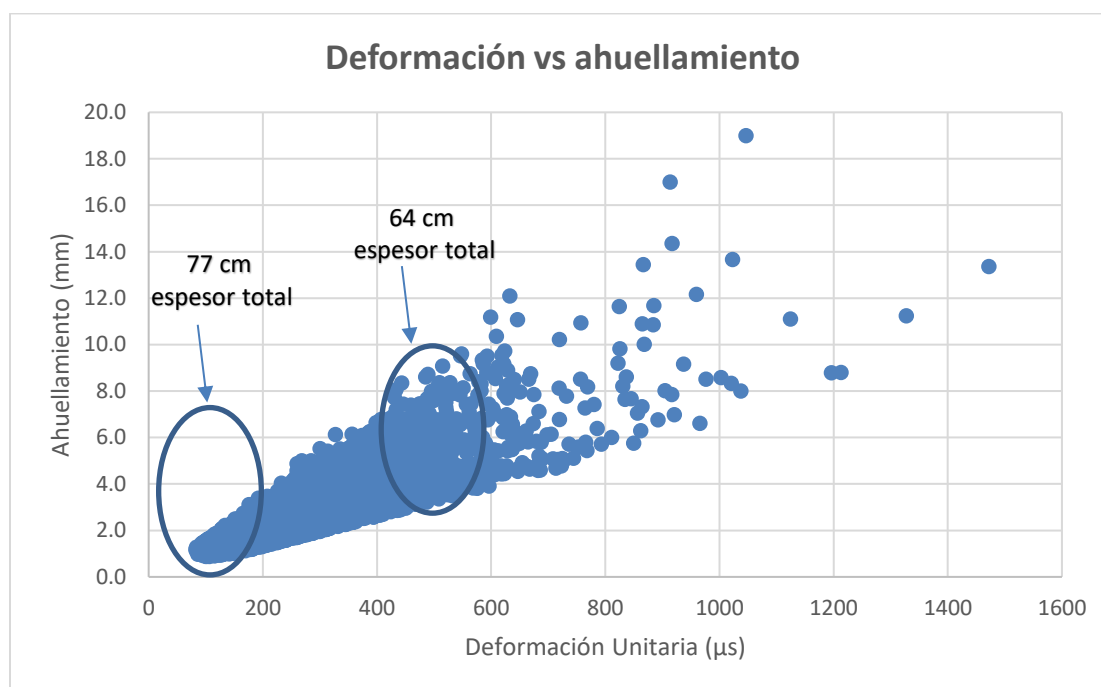


**Figura D.2.24.** Ahuellamiento promedio en la MAC vs espesor de MAC



**Figura D.2.25.** Ahuellamiento en MAC respecto al espesor de MAC

### Análisis de sensibilidad para ahuellamiento en la base

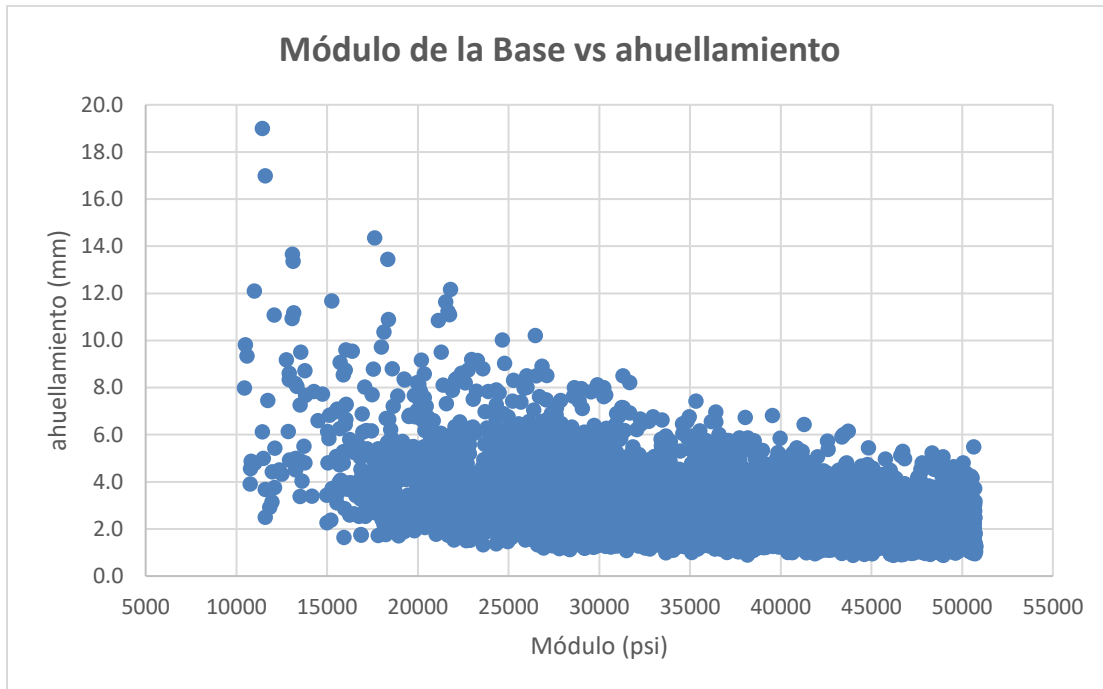


**Figura D.2.26.** Relación ahuellamiento en la MAC vs deformación unitaria a compresión en la base

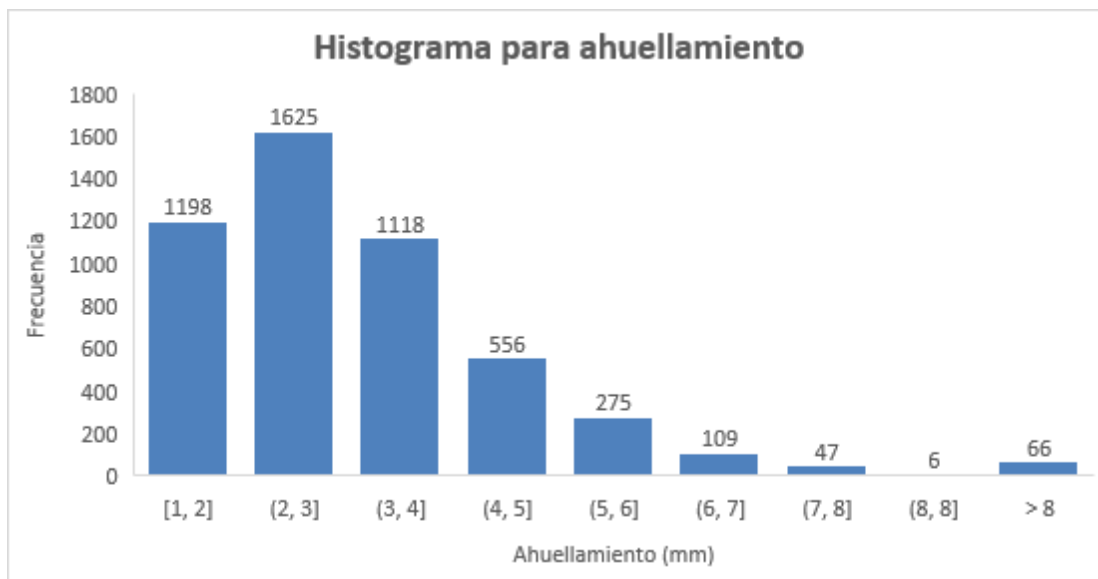
**Tabla D.2.4.** Resumen ahuellamiento en Base, por categorías de formaciones unitarias ( $\mu s$ )

Etiquetas de fila	Promedio de $\delta a$ (mm)	Desvest de $\delta a$ (mm)	Promedio de $\epsilon v$ base ( $\mu s$ )	Desvest de $\epsilon v$ base ( $\mu s$ )	Promedio de Espesor	Desvest de Espesor	Coefficiente de variación del espesor total
<200	1.8	0.5	152.5	28.5	77.5	9.5	12%
<400	3.2	0.9	280.9	54.8	70.1	10.3	15%
<600	4.9	1.4	473.4	54.4	63.9	10.3	16%
>600	7.4	2.6	749.0	157.1	60.1	9.9	16%

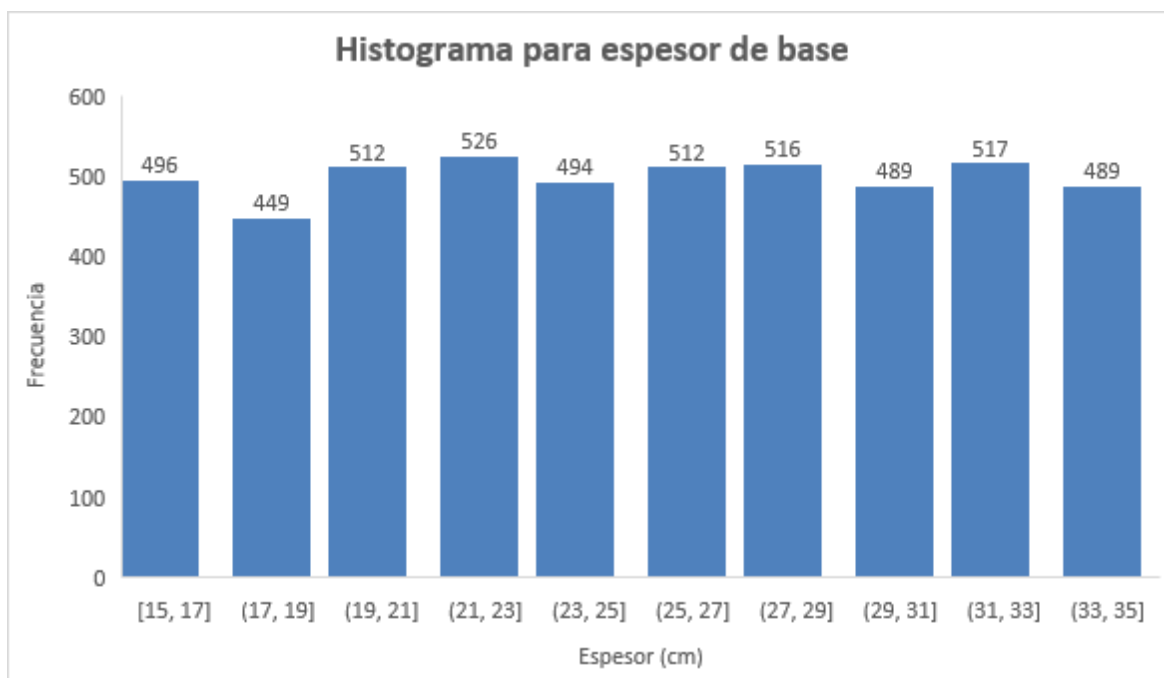




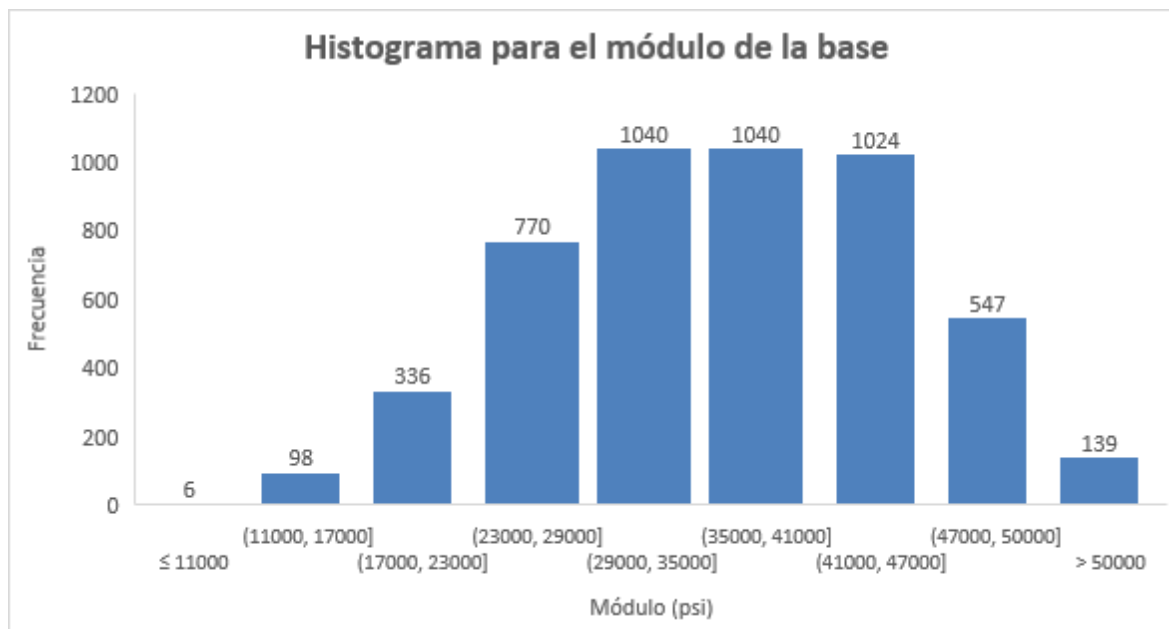
**Figura D.2.27.** Relación ahuellamiento en la base vs módulo resiliente en la base



**Figura D.2.28.** Histograma ahuellamiento en la base para 15 millones de ESALs

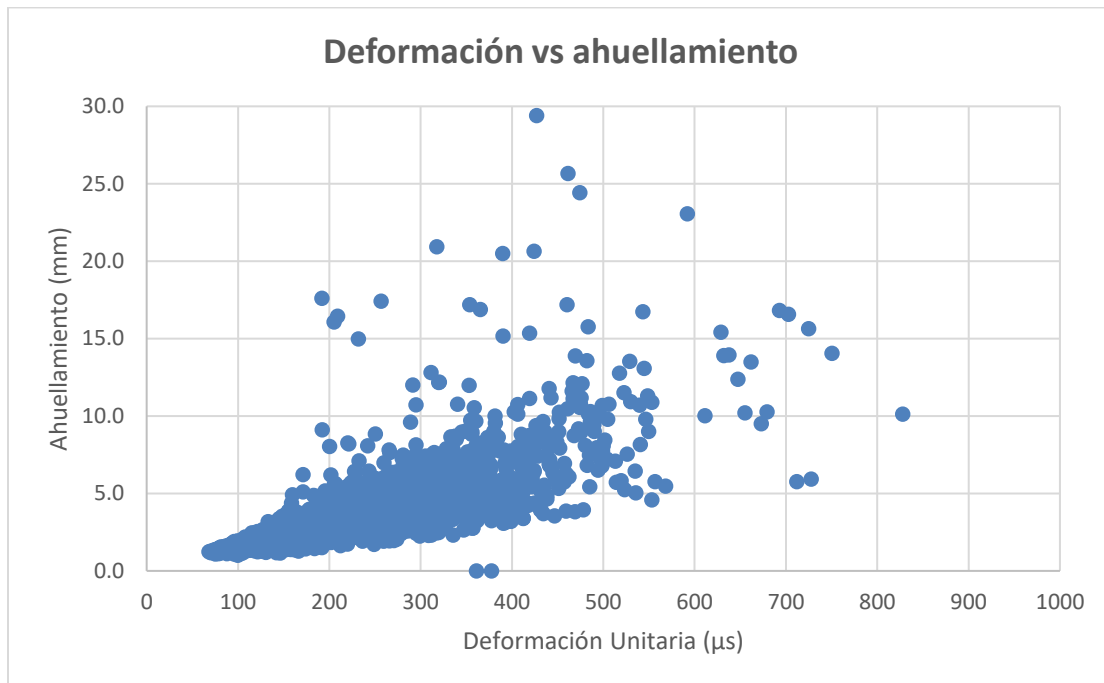


**Figura D.2.29.** Histograma distribución de espesores de base

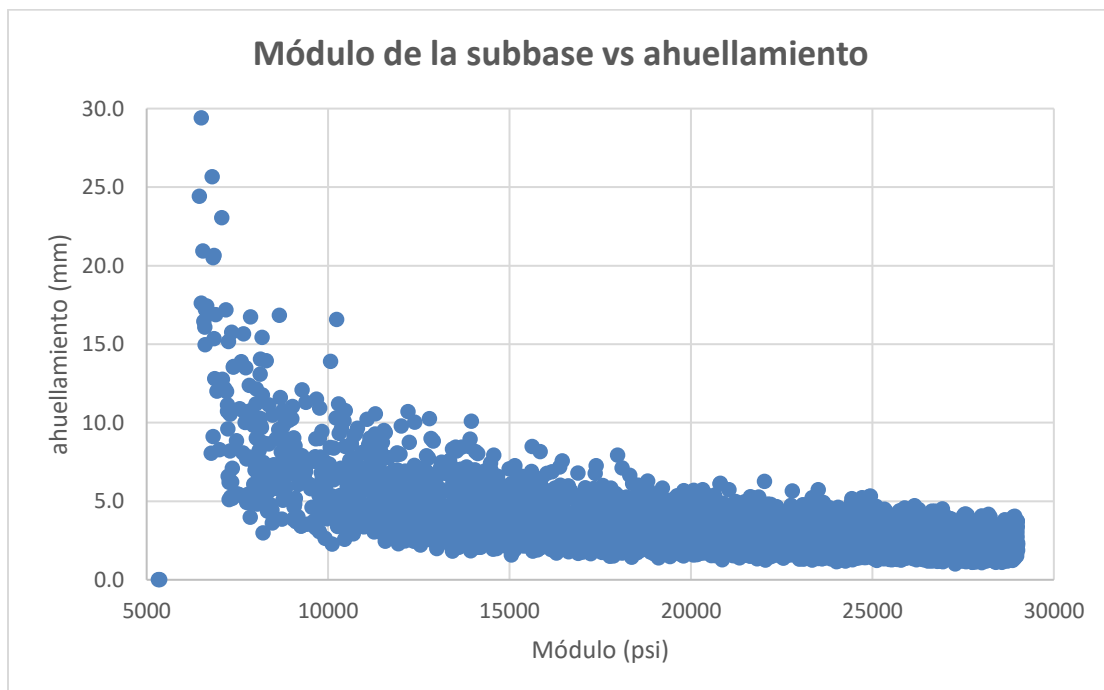


**Figura D.2.30.** Histograma distribución de módulos resilientes de la base

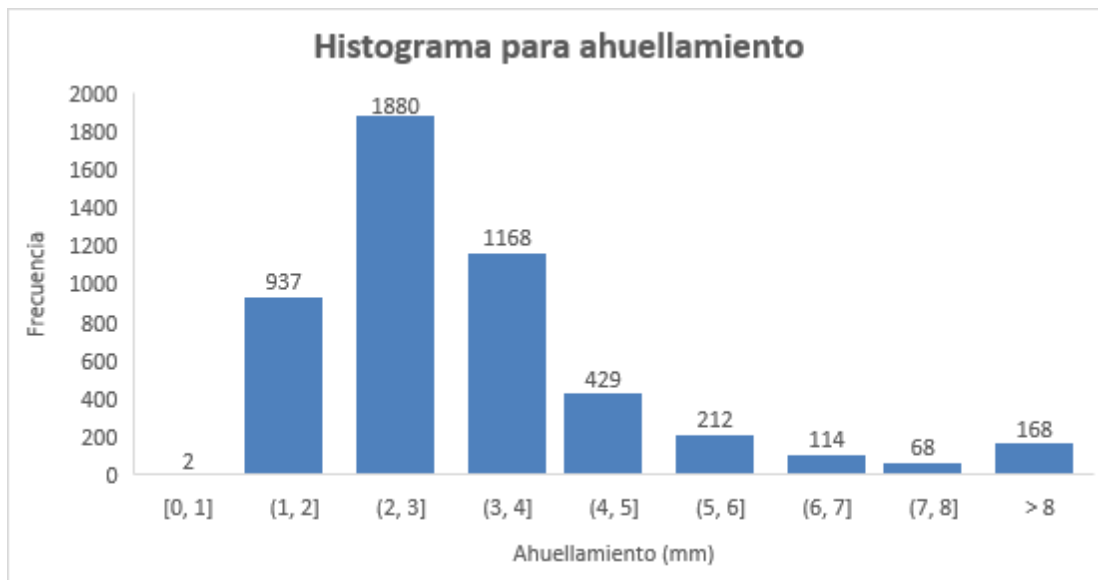
### Análisis de sensibilidad para ahuellamiento en la subbase



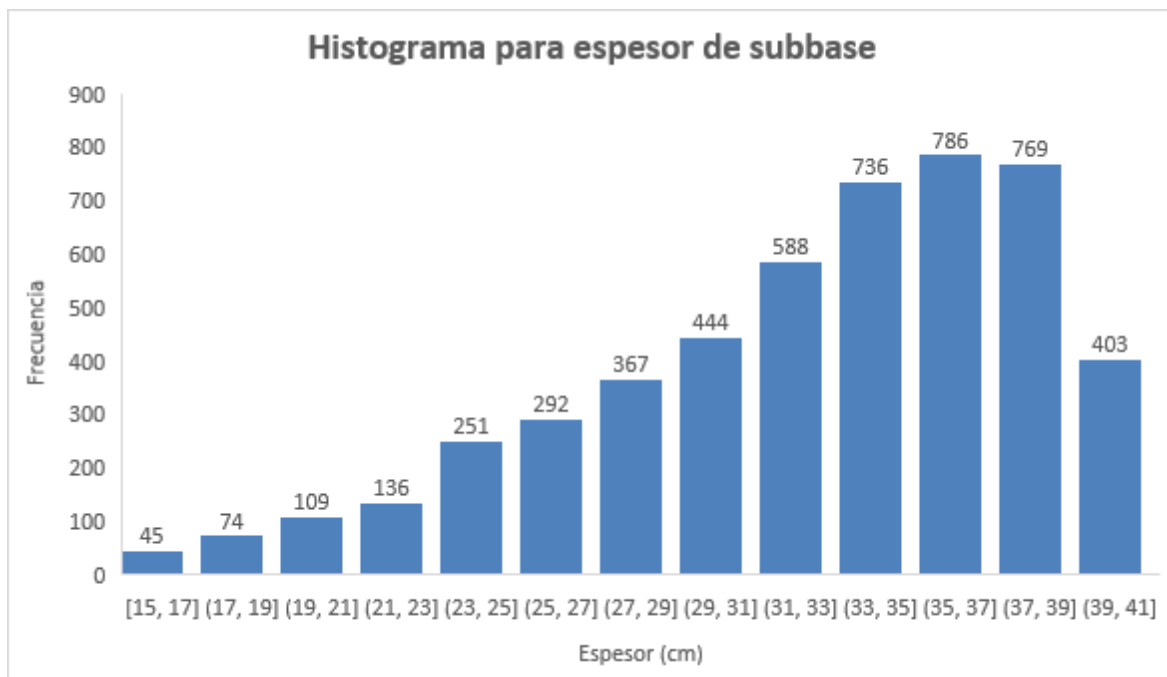
**Figura D.2.31.** Relación ahuellamiento en la subbase vs deformación unitaria a compresión en la subbase



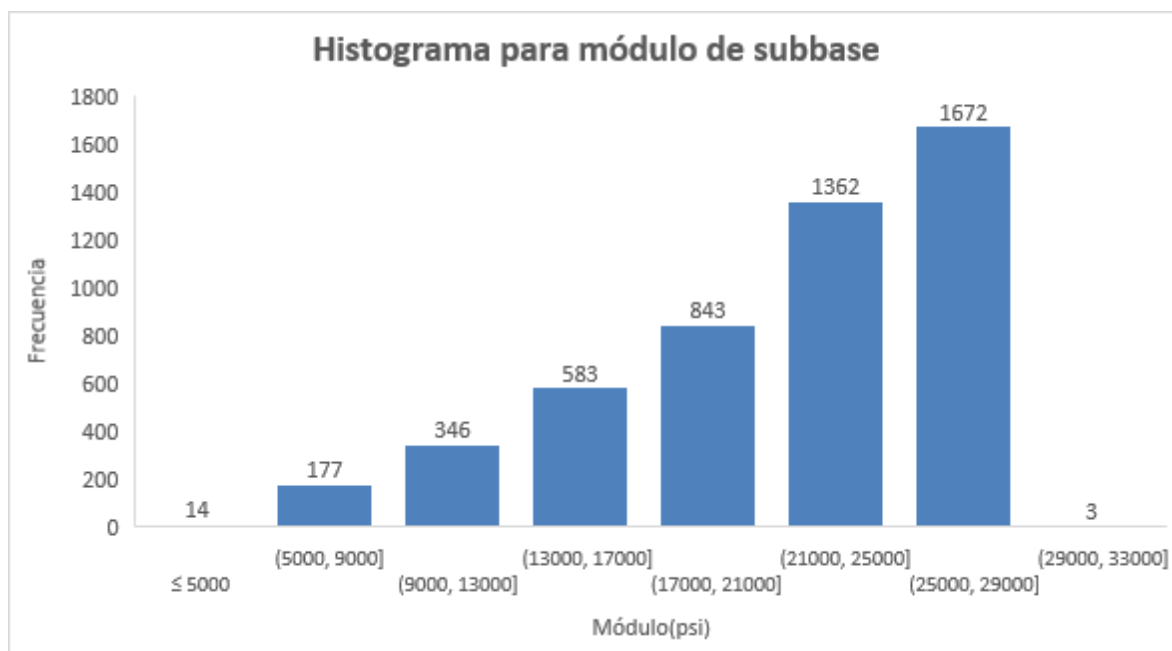
**Figura D.2.32.** Relación ahuellamiento en la subbase vs módulo resiliente en la subbase



**Figura D.2.33.** Histograma ahuellamiento en la subbase para 15 millones de ESAL

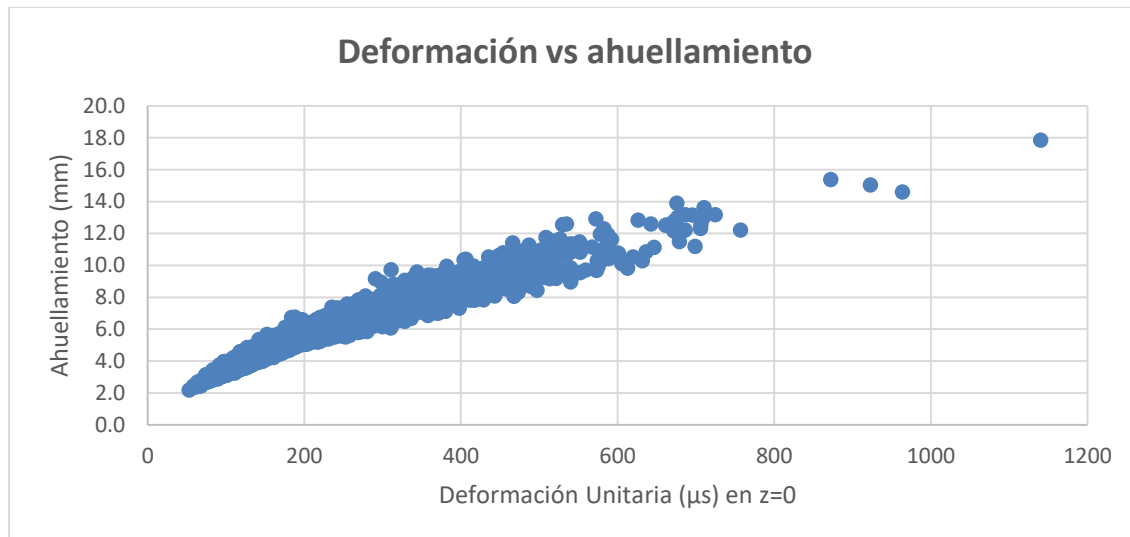


**Figura D.2.34.** Histograma distribución de espesores de subbase

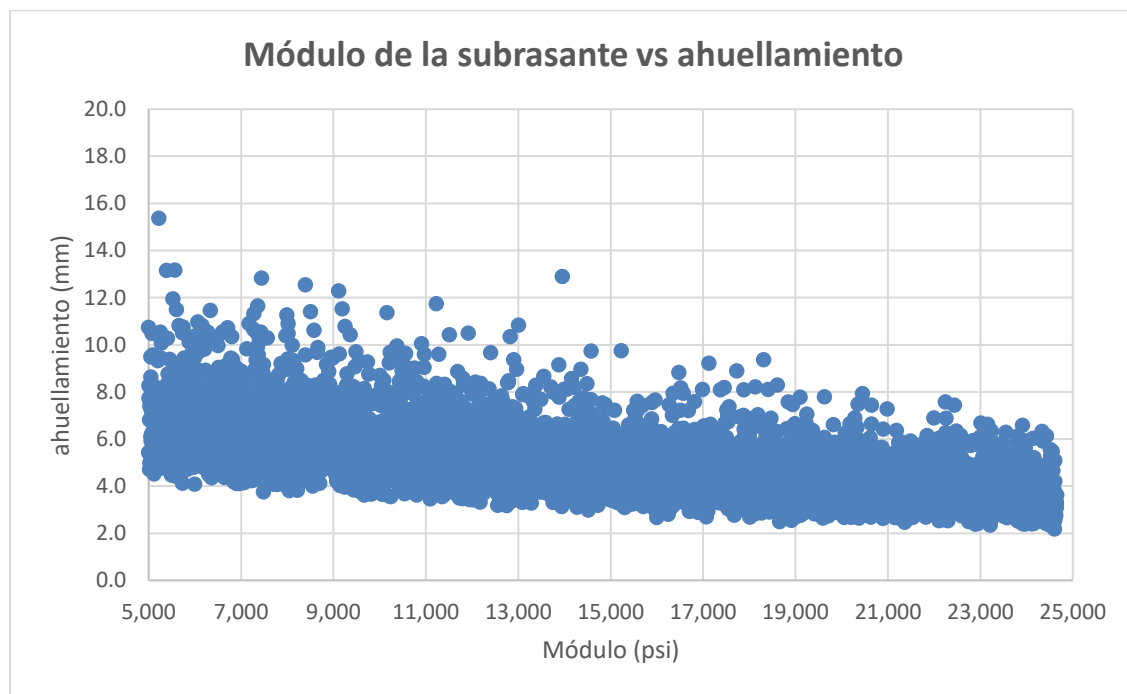


**Figura D.2.35.** Histograma distribución de módulos resilientes de la subbase

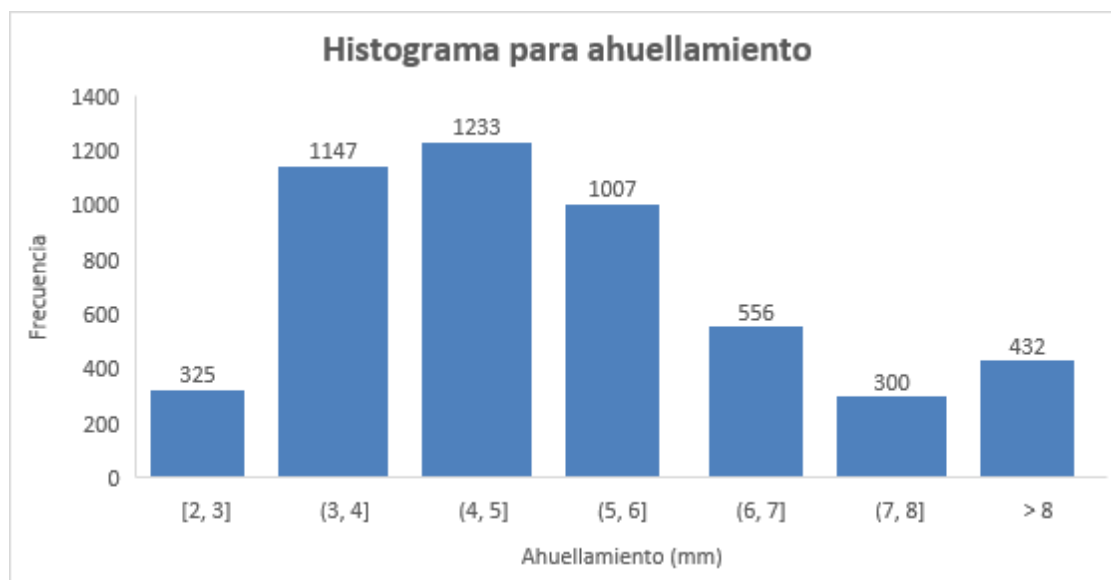
### Análisis de sensibilidad para ahuellamiento en la subrasante



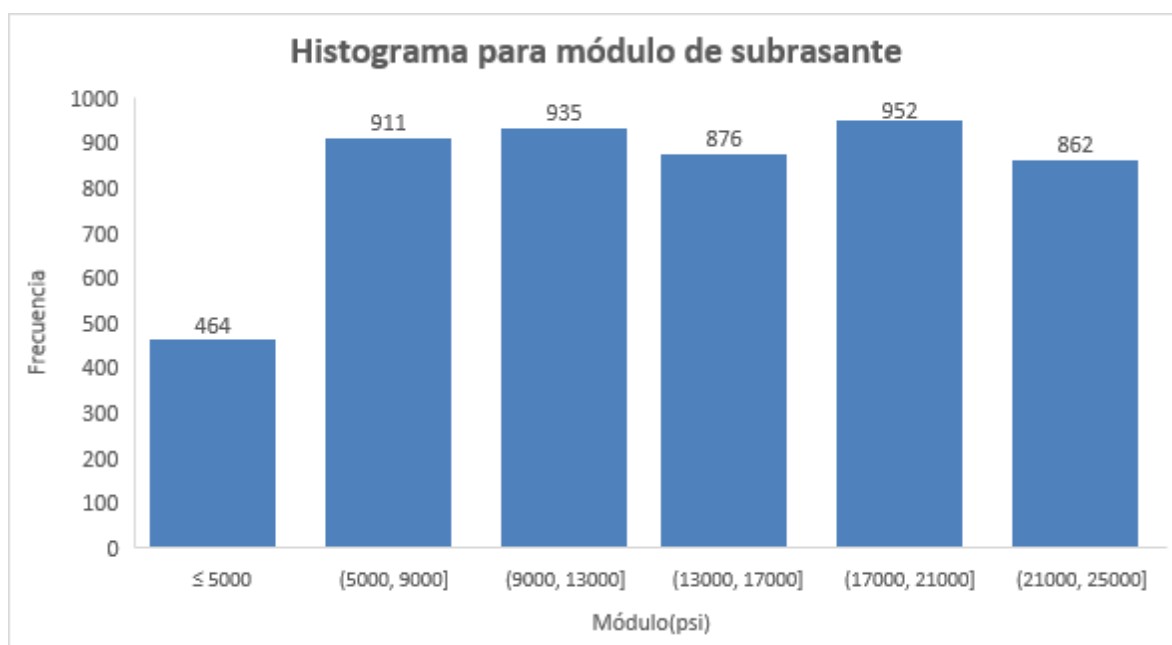
**Figura D.2.36.** Relación ahuellamiento en la subrasante vs deformación unitaria a compresión en la fibra superior de la subrasante



**Figura D.2.37.** Relación ahuellamiento en la subrasante vs módulo resiliente en la subrasante, para 15 millones de ESAL



**Figura D.2.38.** Histograma ahuellamiento en la subrasante para 15 millones de ESAL



**Figura D.2.39.** Histograma distribución de módulos resilientes de la subrasante

Anexo D.3. Comparación de predicciones de modelos de ahuellamiento de materiales Nacionales vs el modelo de la AASHTOware ME

Se realizaron 70 modelaciones para verificar y comparar el modelo de la AASHTOware ME para el ahuellamiento de materiales granulares respecto a modelos nacionales (Araya , 2015).

### Modelos Nacionales

Material 1 (M1)

$$\% \text{ ahuellamiento} = 10^{-2,84} * N^{0,102} * \sigma_d^{0,889} * \sigma_3^{-0,0443} * 8^{0,303}$$

Material 2 (M2)

$$\% \text{ ahuellamiento} = 10^{-6,26} * N^{0,124} * \sigma_d^{0,86} * \sigma_3^{0,58} * 10^{3,56}$$

Donde

N: repeticiones de carga

$\sigma_d$ : esfuerzo desviador

$\sigma_3$ : esfuerzo de confinamiento

**Tabla D.3.1.** Propiedades generales para los materiales M1 y M2

Característica	Material para subrasante	Material granular 1	Material granular 2
Descripción general	Material fino de color café oscuro, limoso, con alta plasticidad. No presenta evidencia de contaminación orgánica.	Agregado de río triturado de color gris con partículas amarillentas, medianamente compactado, aparentemente bien graduado. No presenta evidencia de contaminación orgánica. El tamaño máximo presente es de 37,5 mm.	El material es proveniente del río Tapezco, Zarcero, Alajuela. De color gris, no presenta contaminación orgánica. Para su utilización, el mismo se encuentra disponible en el edificio C de LanammeUCR.
Clasificación del material	SUCS: MH AASHTO: A-7-5 (16)	SUCS: GP AASHTO: A-1-a	SUCS: SW AASHTO: A-1-a
Límites de Atterberg	Límite líquido: 60 Límite plástico: 41 Índice de plasticidad: 19	Material no plástico (NP)	Material no plástico (NP)
Densidad máxima y humedad óptima	w <sub>o</sub> : 51,0% γ <sub>d</sub> : 1072,0 kg/m <sup>3</sup>	w <sub>o</sub> : 8,80% γ <sub>d</sub> : 2212,0 kg/m <sup>3</sup>	w <sub>o</sub> : 10,3% γ <sub>d</sub> : 2125,0 kg/m <sup>3</sup>
Capacidad Relativa de Soporte	Para 100% de compactación: 6,622	Para 100% de compactación: 182,5	Para 100% de compactación: 150,6

Fuente: (Araya, 2015)





**Figura D.3.1.** Fotografía material granular M1

Fuente: (Araya, 2015)



**Figura D.3.2.** Fotografía material granular M2

Fuente: (Araya, 2015)

**Tabla D.3.2.** Valores utilizados para las modelaciones

Valores para obtener datos				
	Base Granular	MAC	Subbase	Subrasante
<b>Módulo (psi)</b>	35000	Variable	15000	8000
<b>Poisson</b>	0,4	0,35	0,4	0,45
<b>Espesor (cm)</b>	25	Variable	30	-

**Tabla D.3.3.** Resultados del ahuellamiento para materiales de Costa Rica

	Espesor MAC (cm)	Módulo MAC (ksi)	Caso 1 Base Granular									
			Modelo Granular 1					Modelo Granular 2				
			$\sigma_3$	$\sigma_d$	N	$\epsilon_p$ (%)	$\epsilon_p$ (mm)	$\sigma_3$	$\sigma_d$	N	$\epsilon_p$ (%)	$\epsilon_p$ (mm)
Capa Delgada	4	350	3,42	35,53	2000000	0,27	0,8180	3,42	35,53	2000000	0,53	1,59
		450	3,56	34,73	2000000	0,27	0,8003	3,56	34,73	2000000	0,53	1,60
		550	3,65	34,14	2000000	0,26	0,7872	3,65	34,14	2000000	0,53	1,60
		650	3,72	33,66	2000000	0,26	0,7768	3,72	33,66	2000000	0,53	1,59
		750	3,76	33,27	2000000	0,26	0,7683	3,76	33,27	2000000	0,53	1,59
	5	350	3,50	33,49	2000000	0,26	0,7753	3,50	33,49	2000000	0,51	1,53
		450	3,61	32,67	2000000	0,25	0,7574	3,61	32,67	2000000	0,51	1,53
		550	3,68	32,05	2000000	0,25	0,7439	3,68	32,05	2000000	0,51	1,52
		650	3,73	31,54	2000000	0,24	0,7330	3,73	31,54	2000000	0,50	1,51
		750	3,76	31,11	2000000	0,24	0,7238	3,76	31,11	2000000	0,50	1,50
	6	350	3,54	31,54	2000000	0,24	0,7347	3,54	31,54	2000000	0,49	1,47
		450	3,63	30,68	2000000	0,24	0,7161	3,63	30,68	2000000	0,48	1,45
		550	3,67	30,01	2000000	0,23	0,7017	3,67	30,01	2000000	0,48	1,43
		650	3,70	29,45	2000000	0,23	0,6899	3,70	29,45	2000000	0,47	1,42
		750	3,71	28,97	2000000	0,23	0,6798	3,71	28,97	2000000	0,47	1,40
	7	350	3,57	29,67	2000000	0,23	0,6957	3,57	29,67	2000000	0,47	1,40
		450	3,63	28,76	2000000	0,23	0,6762	3,63	28,76	2000000	0,46	1,37
		550	3,65	28,04	2000000	0,22	0,6609	3,65	28,04	2000000	0,45	1,35
		650	3,66	27,44	2000000	0,22	0,6481	3,66	27,44	2000000	0,44	1,32
		750	3,65	26,91	2000000	0,21	0,6371	3,65	26,91	2000000	0,43	1,30
Capa Gruesa	10	350	3,53	24,59	2000000	0,20	0,5890	3,53	24,59	2000000	0,39	1,18
		450	3,51	23,55	2000000	0,19	0,5669	3,51	23,55	2000000	0,38	1,14
		550	3,48	22,72	2000000	0,18	0,5493	3,48	22,72	2000000	0,36	1,09
		650	3,44	22,02	2000000	0,18	0,5345	3,44	22,02	2000000	0,35	1,06
		750	3,39	21,41	2000000	0,17	0,5218	3,39	21,41	2000000	0,34	1,02

Espesor MAC (cm)	Módulo MAC (ksi)	Caso 1 Base Granular									
		Modelo Granular 1					Modelo Granular 2				
		$\sigma_3$	$\sigma_d$	N	$\epsilon_p$ (%)	$\epsilon_p$ (mm)	$\sigma_3$	$\sigma_d$	N	$\epsilon_p$ (%)	$\epsilon_p$ (mm)
11	350	3,48	23,08	2000000	0,19	0,5571	3,48	23,08	2000000	0,37	1,11
	450	3,45	22,02	2000000	0,18	0,5344	3,45	22,02	2000000	0,35	1,06
	550	3,40	21,17	2000000	0,17	0,5163	3,40	21,17	2000000	0,34	1,02
	650	3,34	20,46	2000000	0,17	0,5013	3,34	20,46	2000000	0,33	0,98
	750	3,28	19,84	2000000	0,16	0,4882	3,28	19,84	2000000	0,31	0,94
12	350	3,44	21,69	2000000	0,18	0,5273	3,44	21,69	2000000	0,35	1,04
	450	3,38	20,61	2000000	0,17	0,5043	3,38	20,61	2000000	0,33	0,99
	550	3,32	19,75	2000000	0,16	0,4860	3,32	19,75	2000000	0,31	0,94
	650	3,24	19,03	2000000	0,16	0,4708	3,24	19,03	2000000	0,30	0,90
	750	3,17	18,42	2000000	0,15	0,4577	3,17	18,42	2000000	0,29	0,86
13	350	3,39	20,38	2000000	0,17	0,4994	3,39	20,38	2000000	0,33	0,98
	450	3,31	19,30	2000000	0,16	0,4763	3,31	19,30	2000000	0,31	0,92
	550	3,23	18,45	2000000	0,15	0,4579	3,23	18,45	2000000	0,29	0,88
	650	3,14	17,73	2000000	0,15	0,4427	3,14	17,73	2000000	0,28	0,83
	750	3,06	17,12	2000000	0,14	0,4296	3,06	17,12	2000000	0,27	0,80
14	350	3,32	19,17	2000000	0,16	0,4732	3,32	19,17	2000000	0,31	0,92
	450	3,23	18,09	2000000	0,15	0,4501	3,23	18,09	2000000	0,29	0,86
	550	3,13	17,24	2000000	0,14	0,4317	3,13	17,24	2000000	0,27	0,81
	650	3,03	16,53	2000000	0,14	0,4166	3,03	16,53	2000000	0,26	0,77
	750	2,93	15,93	2000000	0,13	0,4036	2,93	15,93	2000000	0,24	0,73
15	350	3,26	18,05	2000000	0,15	0,4490	3,26	18,05	2000000	0,29	0,86
	450	3,15	16,98	2000000	0,14	0,4260	3,15	16,98	2000000	0,27	0,80
	550	3,04	16,14	2000000	0,14	0,4078	3,04	16,14	2000000	0,25	0,75
	650	2,93	15,45	2000000	0,13	0,3928	2,93	15,45	2000000	0,24	0,71
	750	2,82	14,86	2000000	0,13	0,3801	2,82	14,86	2000000	0,22	0,67
16	350	3,19	17,02	2000000	0,14	0,4264	3,19	17,02	2000000	0,27	0,81
	450	3,06	15,96	2000000	0,13	0,4036	3,06	15,96	2000000	0,25	0,75
	550	2,94	15,13	2000000	0,13	0,3857	2,94	15,13	2000000	0,23	0,70
	650	2,82	14,46	2000000	0,12	0,3709	2,82	14,46	2000000	0,22	0,66
	750	2,71	13,88	2000000	0,12	0,3585	2,71	13,88	2000000	0,21	0,62
17	350	3,11	16,05	2000000	0,14	0,4053	3,11	16,05	2000000	0,25	0,76
	450	2,97	15,01	2000000	0,13	0,3827	2,97	15,01	2000000	0,23	0,70
	550	2,83	14,20	2000000	0,12	0,3651	2,83	14,20	2000000	0,22	0,65
	650	2,71	13,54	2000000	0,12	0,3507	2,71	13,54	2000000	0,20	0,61
	750	2,59	12,99	2000000	0,11	0,3385	2,59	12,99	2000000	0,19	0,57
18	350	3,03	15,16	2000000	0,13	0,3857	3,03	15,16	2000000	0,24	0,71
	450	2,88	14,14	2000000	0,12	0,3634	2,88	14,14	2000000	0,22	0,65
	550	2,73	13,35	2000000	0,12	0,3461	2,73	13,35	2000000	0,20	0,60

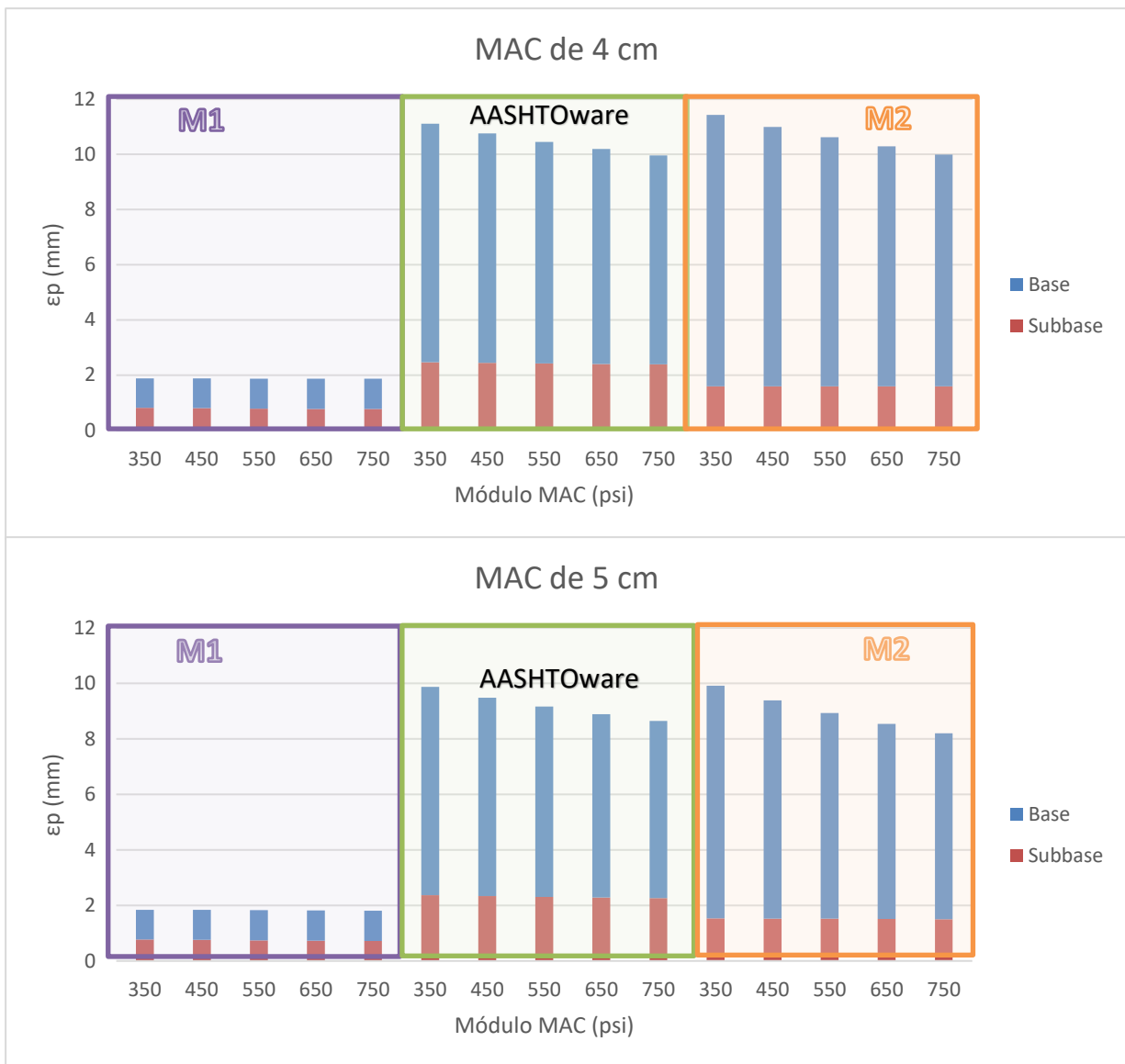
Espesor MAC (cm)	Módulo MAC (ksi)	Caso 1 Base Granular									
		Modelo Granular 1					Modelo Granular 2				
		$\sigma_3$	$\sigma_d$	N	$\epsilon_p$ (%)	$\epsilon_p$ (mm)	$\sigma_3$	$\sigma_d$	N	$\epsilon_p$ (%)	$\epsilon_p$ (mm)
	650	2,60	12,71	2000000	<b>0,11</b>	<b>0,3320</b>	2,60	12,71	2000000	<b>0,19</b>	<b>0,56</b>
	750	2,47	12,17	2000000	<b>0,11</b>	<b>0,3202</b>	2,47	12,17	2000000	<b>0,17</b>	<b>0,52</b>

**Tabla D.3.4.** Resultados del modelo de la AASHTOware vs materiales de Costa Rica

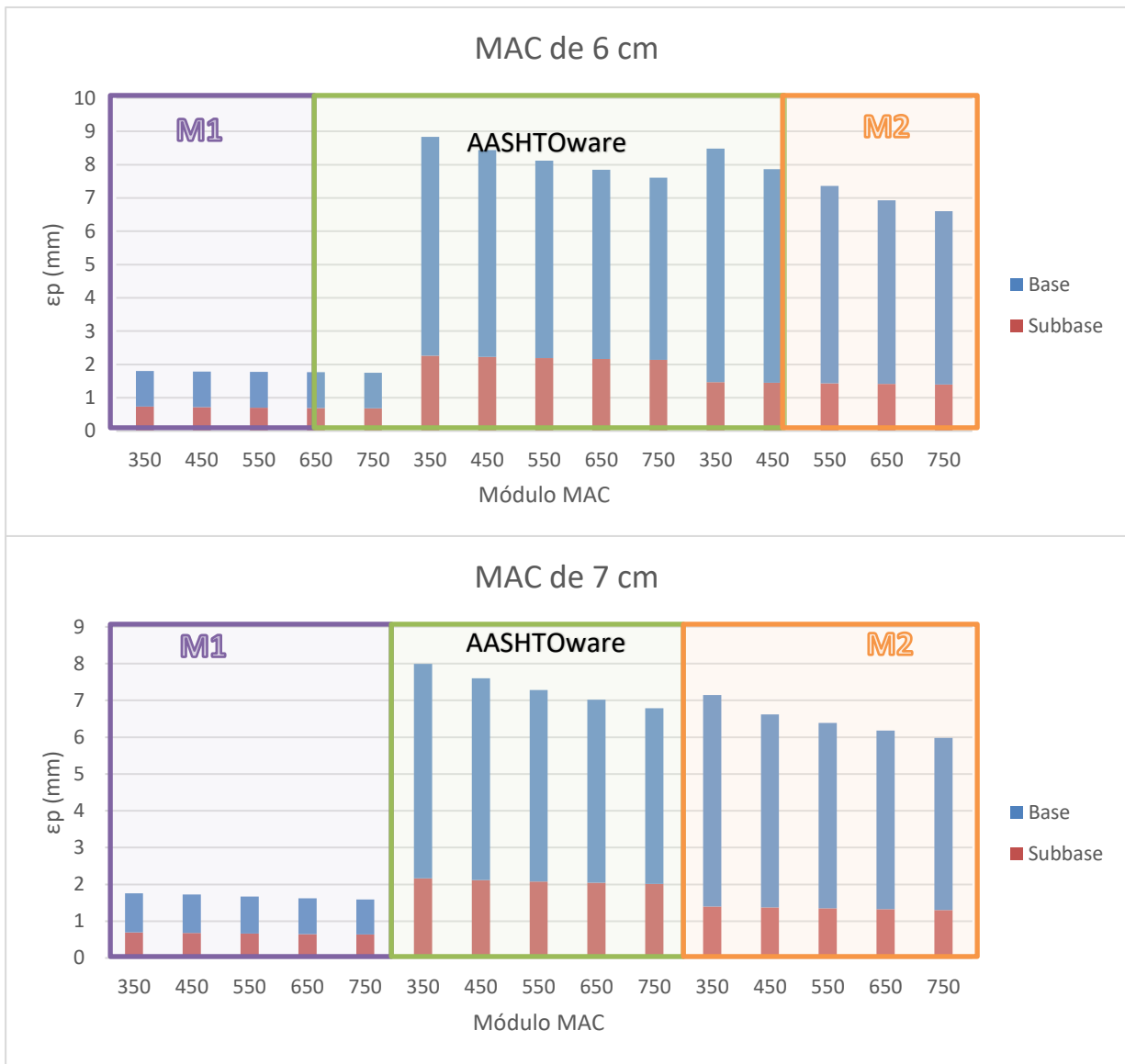
Espesor MAC (cm)	Módulo MAC (ksi)	Base		
		Modelo 1	AASHTOware	Modelo 2
		$\epsilon_p$ (mm)	$\epsilon_p$ (mm)	$\epsilon_p$ (mm)
4	350	<b>1,0670</b>	8,641	<b>9,84</b>
	450	<b>1,0787</b>	8,315	<b>9,40</b>
	550	<b>1,0870</b>	8,035	<b>9,02</b>
	650	<b>1,0931</b>	7,789	<b>8,70</b>
	750	<b>1,0974</b>	7,571	<b>8,41</b>
5	350	<b>1,0695</b>	7,504	<b>8,38</b>
	450	<b>1,0795</b>	7,149	<b>7,86</b>
	550	<b>1,0854</b>	6,854	<b>7,42</b>
	650	<b>1,0887</b>	6,602	<b>7,04</b>
	750	<b>1,0899</b>	6,383	<b>6,70</b>
6	350	<b>1,0682</b>	6,572	<b>7,01</b>
	450	<b>1,0739</b>	6,215	<b>6,42</b>
	550	<b>1,0754</b>	5,924	<b>5,93</b>
	650	<b>1,0741</b>	5,679	<b>5,52</b>
	750	<b>1,0663</b>	5,469	<b>5,20</b>
7	350	<b>1,0616</b>	5,834	<b>5,75</b>
	450	<b>1,0464</b>	5,487	<b>5,25</b>
	550	<b>1,0079</b>	5,208	<b>5,04</b>
	650	<b>0,9764</b>	4,976	<b>4,85</b>
	750	<b>0,9495</b>	4,779	<b>4,68</b>
10	350	<b>0,8092</b>	4,322	<b>4,34</b>
	450	<b>0,7607</b>	4,018	<b>4,02</b>
	550	<b>0,7231</b>	3,778	<b>3,76</b>
	650	<b>0,6924</b>	3,580	<b>3,53</b>
	750	<b>0,6664</b>	3,413	<b>3,33</b>
11	350	<b>0,7334</b>	3,965	<b>3,97</b>
	450	<b>0,6860</b>	3,674	<b>3,64</b>
	550	<b>0,6493</b>	3,444	<b>3,37</b>
	650	<b>0,6195</b>	3,256	<b>3,14</b>

Espesor MAC (cm)	Módulo MAC (ksi)	Base		
		Modelo 1	AASHTOware	Modelo 2
		$\epsilon_p$ (mm)	$\epsilon_p$ (mm)	$\epsilon_p$ (mm)
	750	<b>0,5945</b>	3,108	<b>2,95</b>
12	350	<b>0,6656</b>	3,662	<b>3,62</b>
	450	<b>0,6196</b>	3,383	<b>3,29</b>
	550	<b>0,5843</b>	3,163	<b>3,02</b>
	650	<b>0,5558</b>	3,004	<b>2,80</b>
	750	<b>0,5320</b>	2,866	<b>2,62</b>
13	350	<b>0,6053</b>	3,398	<b>3,30</b>
	450	<b>0,5609</b>	3,131	<b>2,97</b>
	550	<b>0,5271</b>	2,943	<b>2,71</b>
	650	<b>0,4999</b>	2,785	<b>2,50</b>
	750	<b>0,4774</b>	2,650	<b>2,32</b>
14	350	<b>0,5513</b>	3,161	<b>2,99</b>
	450	<b>0,5087</b>	2,928	<b>2,67</b>
	550	<b>0,4764</b>	2,741	<b>2,42</b>
	650	<b>0,4507</b>	2,585	<b>2,22</b>
	750	<b>0,4295</b>	2,452	<b>2,05</b>
15	350	<b>0,5028</b>	2,975	<b>2,72</b>
	450	<b>0,4622</b>	2,747	<b>2,41</b>
	550	<b>0,4316</b>	2,563	<b>2,17</b>
	650	<b>0,4074</b>	2,410	<b>1,98</b>
	750	<b>0,3875</b>	2,280	<b>1,83</b>
16	350	<b>0,4595</b>	2,805	<b>2,47</b>
	450	<b>0,4209</b>	2,579	<b>2,17</b>
	550	<b>0,3920</b>	2,398	<b>1,95</b>
	650	<b>0,3693</b>	2,249	<b>1,77</b>
	750	<b>0,3507</b>	2,122	<b>1,62</b>
17	350	<b>0,4207</b>	2,647	<b>2,24</b>
	450	<b>0,3840</b>	2,424	<b>1,96</b>
	550	<b>0,3568</b>	2,247	<b>1,74</b>
	650	<b>0,3355</b>	2,101	<b>1,58</b>
	750	<b>0,3182</b>	1,978	<b>1,44</b>
18	350	<b>0,3858</b>	2,502	<b>2,03</b>
	450	<b>0,3511</b>	2,283	<b>1,76</b>
	550	<b>0,3256</b>	2,109	<b>1,57</b>
	650	<b>0,3056</b>	1,967	<b>1,41</b>
	750	<b>0,2894</b>	1,848	<b>1,29</b>

### Capa Delgada

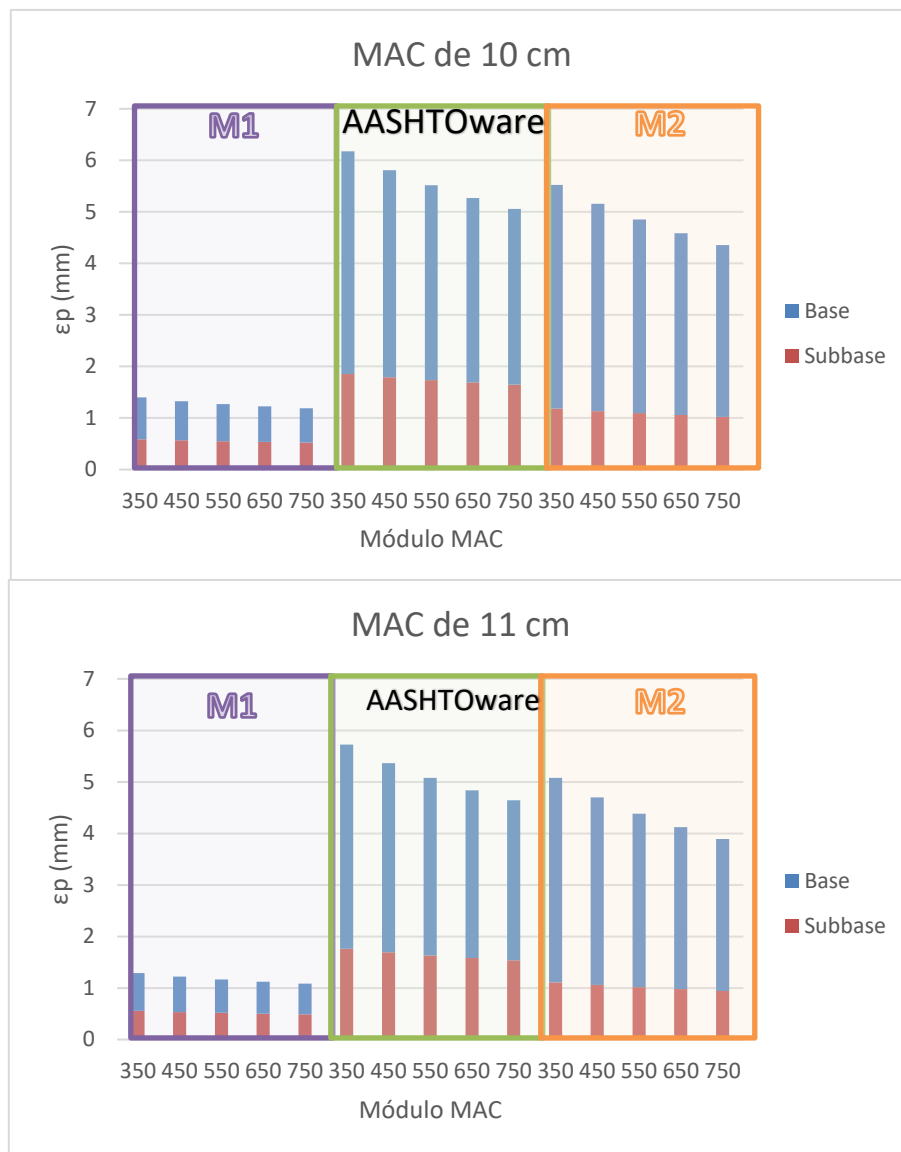


**Figura D.3.3.** Ahuellamiento acumulado MAC delgada para 200 000 ciclos



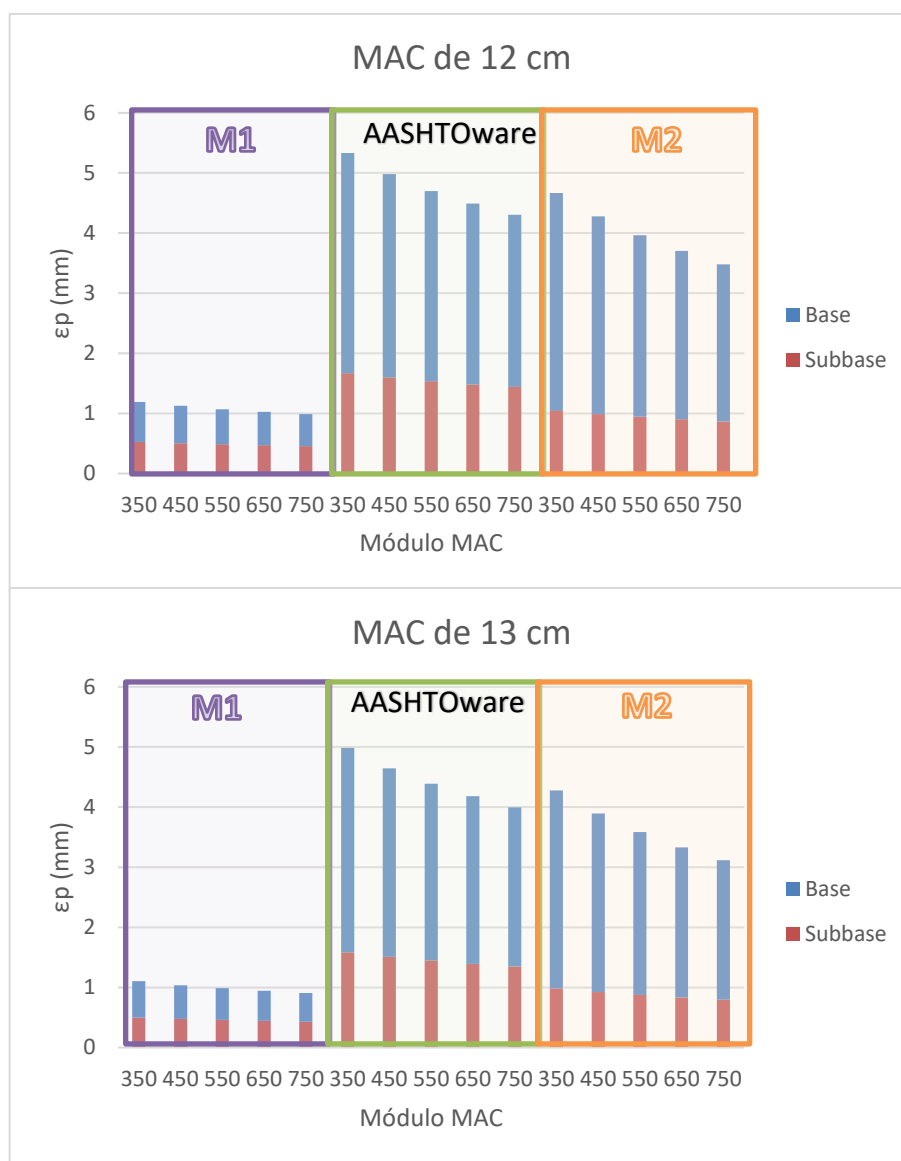
**Figura D.3.4.** Ahuellamiento acumulado MAC delgada para 200 000 ciclos

### Capa Gruesa

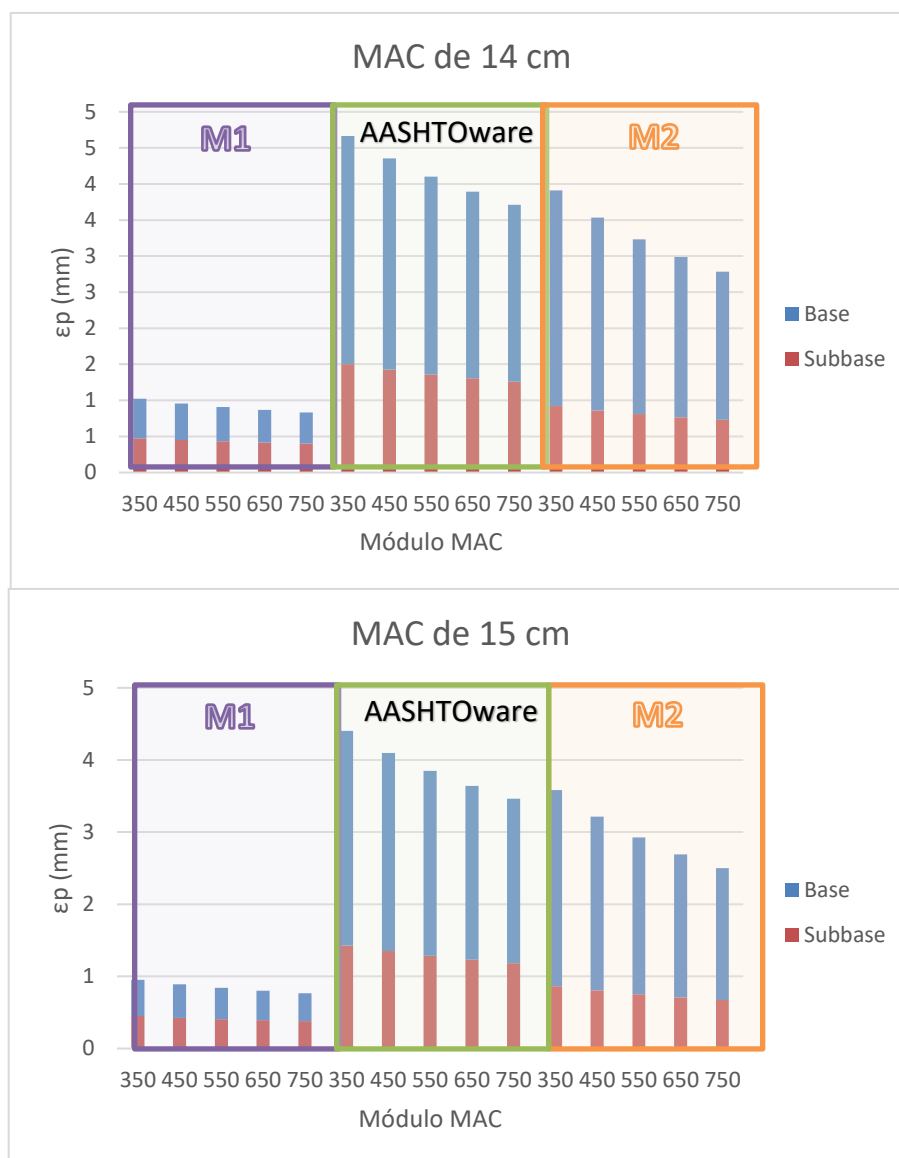


**Figura D.3.5.** Ahuellamiento acumulado MAC gruesa para 200 000 ciclos

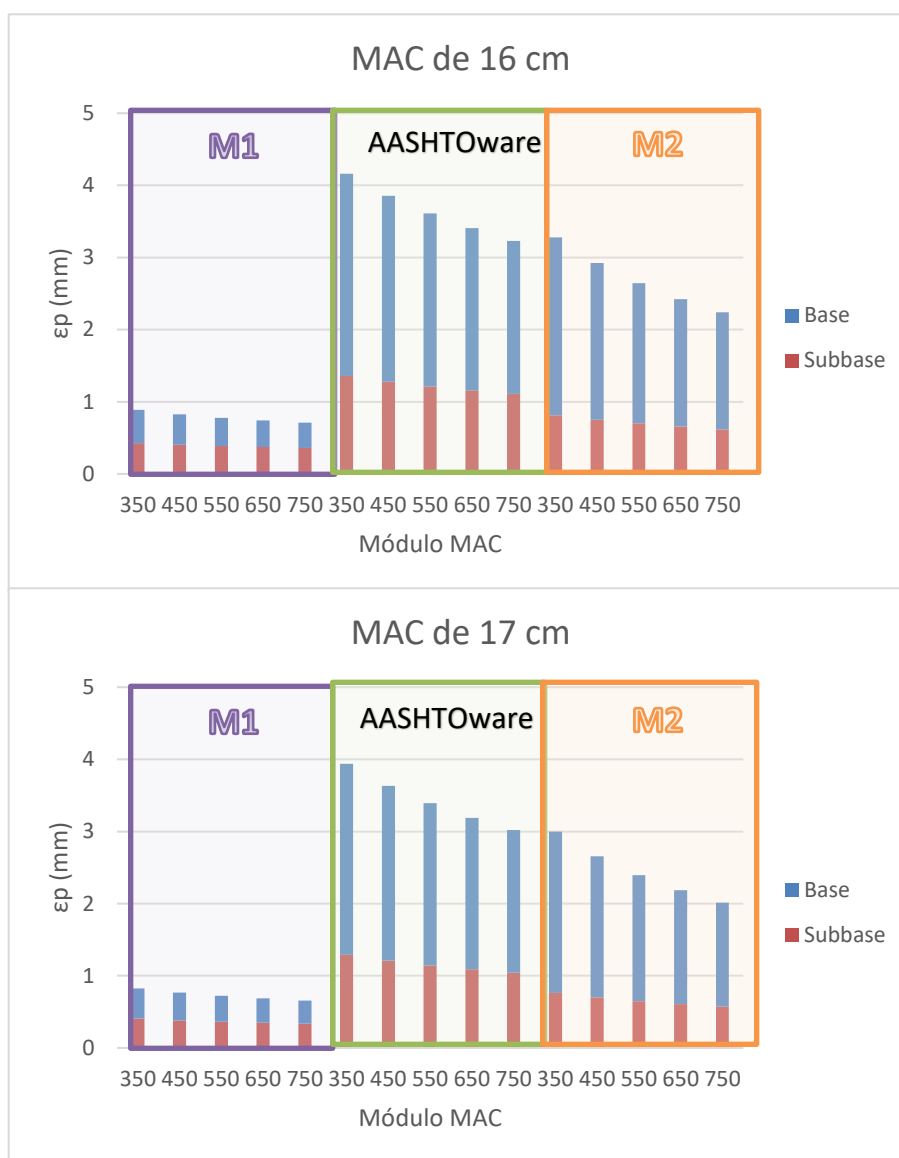




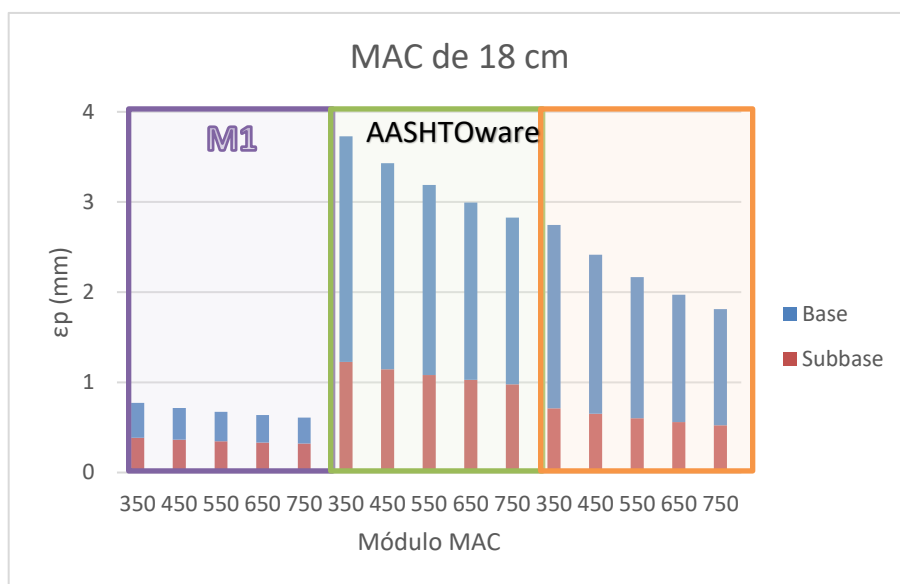
**Figura D.3.6.** Ahuellamiento acumulado MAC gruesa para 200 000 ciclos



**Figura D.3.7.** Ahuellamiento acumulado MAC gruesa para 200 000 ciclos

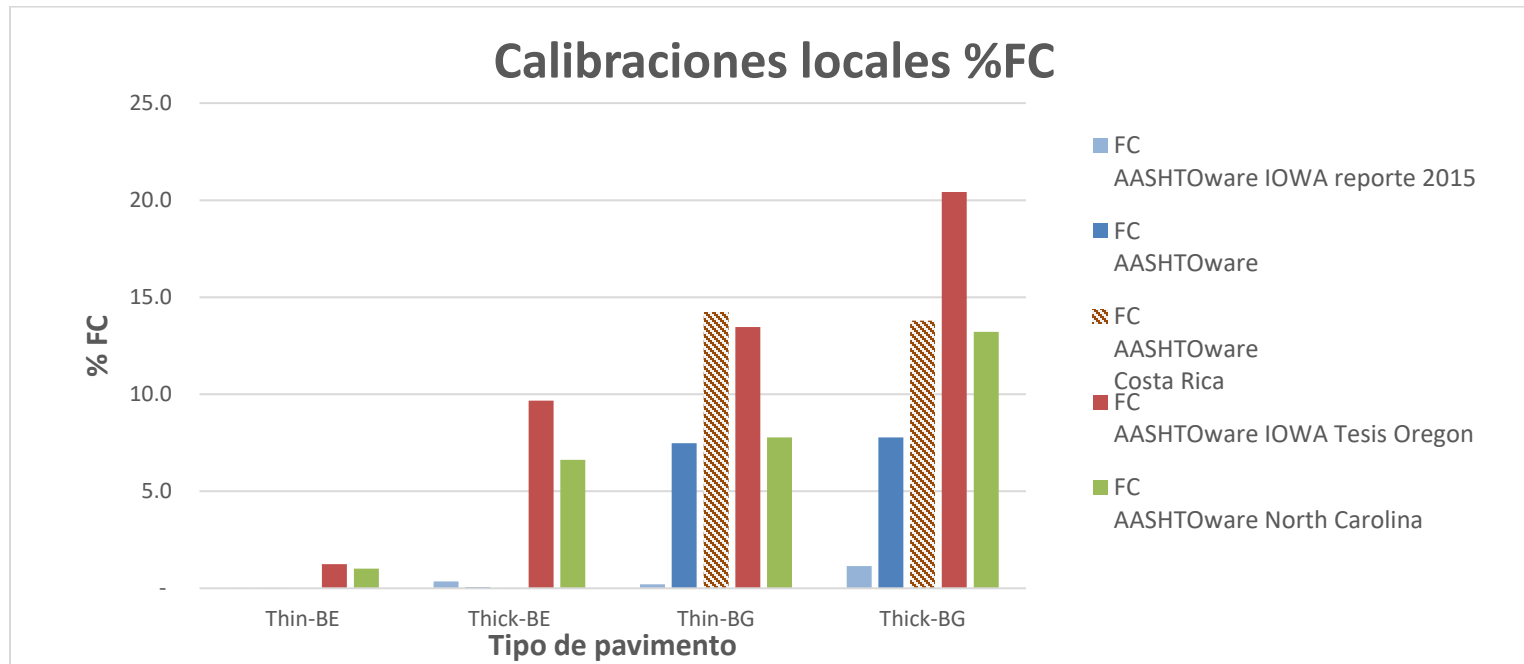


**Figura D.3.8.** Ahuellamiento acumulado MAC gruesa para 200 000 ciclos



**Figura D.3.9.** Ahuellamiento acumulado MAC gruesa para 200 000 ciclos

## Anexo E: Estimación de coeficientes locales para Costa Rica



**Figura E.1.** Comparativa de resultados de área agrietada para diferentes coeficientes de calibración

- Local calibration of the MEPDG prediction models for pavement rehabilitation and evaluation of top-down cracking for Oregon Roadways (Tesis Oregon, north Carolina, Washington y Arizona)
- Investigation of AASHTOWare Pavement ME Design/DARWin-ME Performance Prediction Models for Iowa Pavement Analysis and Design. (Reporte 2015)

**Tabla E.1.** Valores utilizados para estimar los coeficientes locales

Caso	Espesor (cm)	Modulo (MPa)	epsilon D-T (µε)	Modulo (psi)	K1 Down-Top	Nf mod AASHTO ware	Nf mod MEPDG	Nf mod AASHTOware Costa Rica	Nf campo 50% de E	error^2	FC Medido <10%	error^2	ESALS	Daño Real
Thin-BE	6	3461	36	501977	1641.44	362,695,693,474	207,090,324,585	13,300,222,059	N/A		1.00	1	10,709,451	0.00
Thick-BE	13	3488	50	505893	250.24	15,695,132,005	8,961,534,531	719,873,264	N/A		1.00	1	21,432,172	0.03
Thin-BG	6	3500	352	507633	1641.44	46,077,349	26,309,034	8,294,808	8,300,000	2596.1	10	18	9,435,787	86%
Thick-BG	13	3444	187	499511	250.24	87,185,251	49,780,635	10,032,190	10,032,190	0.0	20	39	10,032,190	96%

2596.1

59

1.14

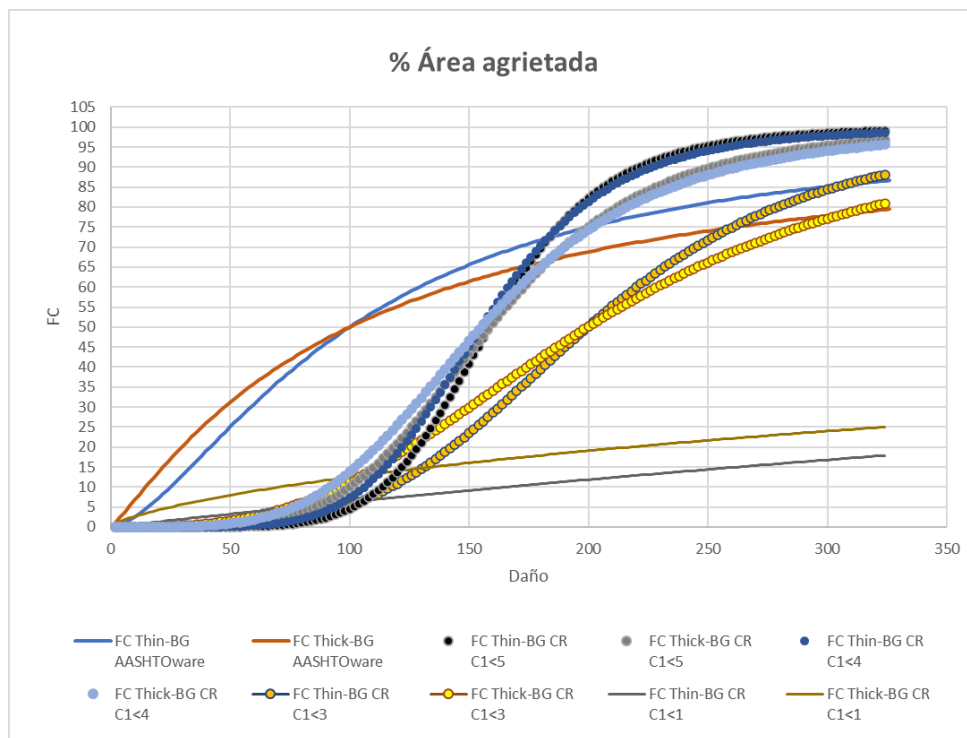
R2 calibración FC CR		
Thin-BE	9.2E-18	1.0
Thick-BE	6.7E-06	1.0
Thin-BG	14.2	10.0
Thick-BG	13.8	20.0
	R2	78%

**Tabla E.2.** Resultados internacionales de referencia para repeticiones admisibles y área agrietada

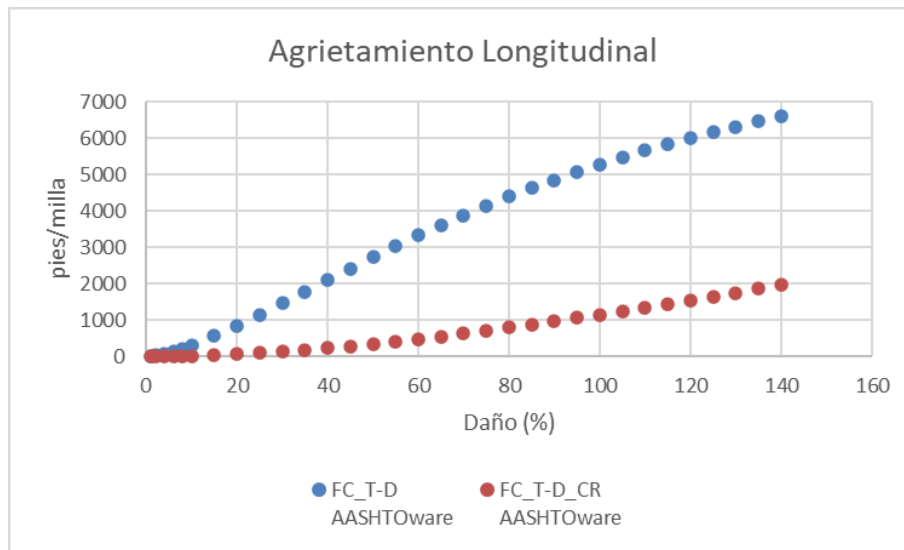
Costa Rica		Oregon		Arizona State		IOWA reporte		Nf mod AASHTOWare IOWA	Nf mod AASHTOWare North Carolina	Nf mod AASHTOWare Costa Rica	Nf mod MEPDG Washinton	Nf mod MEPDG Arizona
f1	1.016	f1	0.729	f1	0.729	f1	1.000					
f2	0.823	f2	0.800	f2	0.800	f2	1.000					
f3	0.772	f3	0.800	f3	0.700	f3	1.000					
C1	4.000	C1	0.560	C1	0.732	C1	1.250	2,383,098,938	362,695,693,474	13,300,222,059	35,769,044,377	7,311,677,489
C2	3.652	C2	0.225	C2	0.732	C2	0.300	132,662,049	15,695,132,005	719,873,264	1,606,489,259	407,430,912
North CAROLINA		Washinton State						1,820,951	46,077,349	8,294,808	5,942,375	5,594,954
f1	1.000	f1	0.960					2,082,040	87,185,251	10,032,190	10,438,529	6,383,960
f2	1.000	f2	0.970									
f3	1.000	f3	1.030									
C1	0.437	C1	1.071									
C2	0.150	C2	1.000									

FC AASHTOWare	FC AASHTOWare IOWA Tesis Oregon	FC AASHTOWare IOWA reporte 2015	FC AASHTOWare North Carolina	FC MEPDG Washinton	FC MEPDG Arizona	FC AASHTOWare Costa Rica
6.48E-06	1.24	0.01	1.01	0.00	0.01	9.20E-18
5.28E-02	9.67	0.36	6.62	0.49	2.62	6.73E-06
7.47	13.46	0.21	7.77	55.35	63.11	14.24
7.77	20.42	1.14	13.21	39.66	49.17	13.79



**Figura E.2.** Envolvente de curvas de área agrietada para diferentes familias de coeficientes



**Figura E.3.** Curvas para longitud de grietas para el caso sin calibrar y calibrado, utilizando los coeficientes

B1	1.520	B2	1.220
----	-------	----	-------

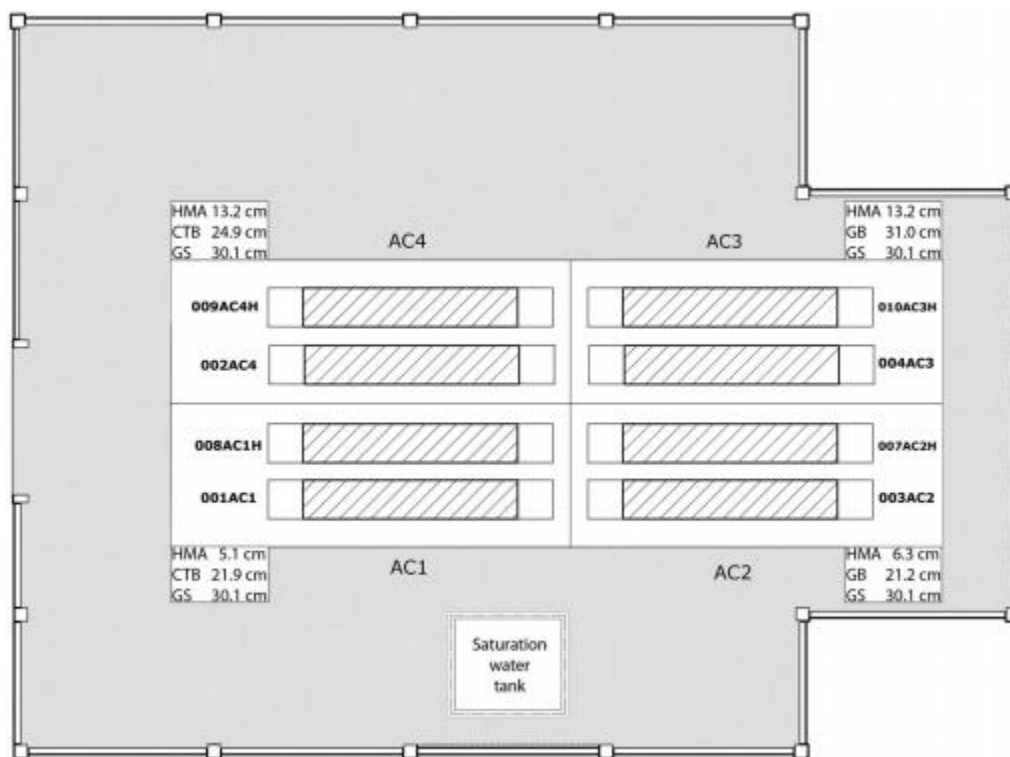


**Tabla E.3.** Espesores de capas colocadas en sitio para pista del Pavelab, LanammeUCR

Propiedad	AC1	AC2	AC3	AC4
MAC	6,1	6,3	13,2	13,2
Base	21,2	21,2*	31,2*	24,9
Subbase	30,1	30,1	30,1	30,1

\* Base estabilizada con cemento

Fuente. (Camacho et al., 2019)

**Figura E.4.** Distribución pistas Pavelab, LanammeUCR

Fuente. (Camacho et al., 2019)

## Anexo F: Propuesta de Guía de Diseño Mecánica-Empírica para Costa Rica

### Índice Anexo F

CAPÍTULO 1: Características generales de la Guía .....	206
<b>Sección 101:</b> Generalidades .....	206
<b>Sección 102:</b> Enfoque general de diseño .....	206
<b>102.01:</b> Alcances y objetivos de la guía de diseño .....	209
<b>102.02:</b> Vision general .....	209
<b>102.03:</b> Niveles jerárquicos .....	213
<b>102.04:</b> Criterios de desempeño y niveles de confiabilidad.....	214
CAPÍTULO 2: Estimación preliminar de espesores .....	216
<b>Sección 201:</b> Períodos de diseño.....	216
<b>Sección 202:</b> Ejes equivalentes (ESAL) .....	217
<b>202.01:</b> Tránsito promedio diario anual (TPDA).....	218
<b>202.02:</b> Factor camión .....	222
<b>202.03:</b> Factor de distribución por carril (DL).....	223
<b>202.04:</b> Factor direccional .....	224
<b>202.05:</b> Factor de crecimiento.....	224
<b>Sección 203:</b> Índice de serviciabilidad.....	225
<b>Sección 204:</b> Confiabilidad.....	226
<b>Sección 205:</b> Módulo resiliente de los materiales para el diseño preliminar .....	228
<b>Sección 206:</b> Condiciones de drenaje .....	229
<b>Sección 207:</b> Coeficientes estructurales.....	230
<b>Sección 208:</b> Cálculo de espesores preliminares .....	235
CAPÍTULO 3: Diseño de pavimentos Mecánico Empírico .....	238

<b>Sección 301:</b>	Parámetros generales de diseño.....	238
<b>Sección 302:</b>	Frecuencia de carga.....	238
<b>Sección 303:</b>	Factor de reducción ambiental .....	240
<b>303.01:</b>	Evapotranspiración .....	241
<b>303.02:</b>	Balance de humedad .....	244
<b>303.03:</b>	Caso 1: Subrasante fina (Suelos) .....	245
<b>303.04:</b>	Caso 2: Subrasante granular (Arenas).....	248
<b>Sección 304:</b>	Propiedades mecánicas para el diseño mecanístico empírico .....	249
<b>304.01:</b>	Generalidades.....	250
<b>304.02:</b>	Ajuste por temperatura del módulo de la mezcla asfáltica .....	251
<b>304.03:</b>	Mezcla asfáltica en caliente (MAC) .....	252
<b>304.04:</b>	Materiales granulares y suelos .....	254
<b>304.05:</b>	Notas adicionales para la subrasante.....	261
<b>CAPÍTULO 4:</b>	Análisis estructural .....	264
<b>Sección 401:</b>	Determinación de los puntos de análisis estructural .....	265
<b>Sección 402:</b>	Daño acumulado y desviación lateral.....	267
<b>CAPÍTULO 5:</b>	Modelos de predicción de desempeño .....	273
<b>Sección 501:</b>	Ahuellamiento .....	273
<b>501.01:</b>	Mezcla asfáltica .....	274
<b>501.02:</b>	Materiales granulares .....	274
<b>501.03:</b>	Subrasante .....	275
<b>Sección 502:</b>	Fatiga en mezcla asfáltica .....	277
<b>502.01:</b>	Área agrietada .....	278
<b>502.02:</b>	Grietas longitudinales .....	279
<b>Sección 503:</b>	Fatiga en bases estabilizadas con cemento.....	280

<b>Sección 504:</b>	Confiabilidad en modelos de desempeño.....	281
<b>504.01:</b>	Ahuellamiento.....	281
<b>504.02:</b>	Área agrietada.....	281
<b>504.03:</b>	Grieta longitudinal .....	282
<b>Sección 505:</b>	Notas sobre la verificación del diseño.....	283
<b>505.01:</b>	Verificación inicial .....	283
<b>505.02:</b>	Iteraciones posteriores .....	284

### Índice de tablas Anexo F

Tabla 102.1. Niveles jerárquicos de diseño según la cantidad de ESALs.....	213
Tabla 102.2. Confiabilidad recomendada en función del nivel jerárquico.....	214
Tabla 102.3. Criterios de desempeño para porcentaje de área agrietada (a la confiabilidad asociada) .....	215
Tabla 102.4. Criterios de desempeño para grietas longitudinales en el carril de diseño (a la confiabilidad asociada) .....	215
Tabla 102.5. Criterios de desempeño ahuellamiento total acumulado (a la confiabilidad asociada) .....	215
Tabla 201.1. Recomendaciones del periodo de análisis según tipo de ruta.....	216
Tabla 202.1. Categorías de análisis para la variable tráfico .....	217
Tabla 202.2. Tipos de vehículos y configuración de ejes.....	219
Tabla 202.3. Factor camión para Costa Rica.....	223
Tabla 202.4. Recomendaciones para determinar el factor DL según la cantidad de carriles .....	223
Tabla 202.5. Ejemplo de factores de crecimiento vehicular para distintas rutas del país ..	225
Tabla 202.6. Determinación de la tasa de crecimiento con base al tipo de análisis .....	225
Tabla 204.1. Niveles de confiabilidad sugeridos para varias clasificaciones funcionales ..	226
Tabla 204.2. Valores de desviación normal estándar (ZR) correspondientes a los niveles de confianza seleccionados .....	226
Tabla 204.3. Niveles de confianza e Índice de Serviciabilidad utilizados en Costa Rica ..	228
Tabla 206.1. Definiciones generales de los diferentes niveles de drenaje de la estructura del pavimento .....	229
Tabla 206.2. Valores recomendados de m para modificar el coeficiente estructural de la capa de base y subbase en pavimentos flexibles.....	229
Tabla 208.1. Espesores mínimos recomendados .....	237
Tabla 303.1. Escala de clasificación de zonas por TMI .....	240
Tabla 303.2. Factor de corrección de longitud del día para la latitud norte .....	243
Tabla 303.3. Factor de corrección de longitud del día para la latitud sur .....	243
Tabla 303.4. Constantes de regresión para el Modelo TM1-P200/wPI .....	246

Tabla 303.5. Constantes de regresión para el Modelo TM1-P200 .....	248
Tabla 304.1. Valores de CBR mínimos especificados por el CR-2020 .....	249
Tabla 304.2. Diseños de mezcla recomendados según categoría de análisis. ....	249
Tabla 304.3. Obtención de los módulos de los materiales según el nivel de análisis. ....	250
Tabla 304.4. Ecuaciones de correlación entre el CBR y el módulo resiliente .....	255
Tabla 304.5. Valores típicos de módulo resiliente para materiales granulares y subrasantes (módulo al contenido óptimo de humedad). ....	256
Tabla 304.6. Cantidad de ensayos requeridos para caracterizar la subrasante .....	261
Tabla 402.1. Ejemplo de cálculo para el punto 1 (ecuación (58)) de daño tomando en cuenta desviación lateral .....	272

## Índice de figuras Anexo F

Figura 102.1. Diferencias entre el diseño empírico vs el ME .....	208
Figura 102.2. Esquema metodológico .....	212
Figura 207.1. Gráfico para estimar el coeficiente estructural de la capa de un concreto asfáltico con graduación densa, basado en el módulo elástico (resiliente) .....	231
Figura 207.2. Variación del coeficiente de la base granular ( $a_2$ ) con varios parámetros de esfuerzo de la base .....	232
Figura 207.3. Variación del coeficiente para la base estabilizada ( $a_2$ ) en función de la resistencia a la compresión inconfina da .....	233
Figura 207.4. Variación del coeficiente de la subbase granular ( $a_3$ ) con varios parámetros de esfuerzo de la subbase. ....	234
Figura 207.5. Diagrama de números estructurales requeridos .....	235
Figura 302.1. Tiempo de pulsación equivalente del esfuerzo vertical según la velocidad del vehículo y la profundidad (Gráfico de Barksdale). ....	239
Figura 303.1. Diagrama de flujo del balance de humedad .....	245
Figura 401.1. Eje de referencia de puntos críticos .....	265
Figura 402.1. Esquema del desplazamiento lateral de la carga .....	269
Figura 402.2. Esquema del desplazamiento lateral de la carga, Posición C.....	270
Figura 402.3. Esquema del desplazamiento lateral de la carga, Posición A .....	270
Figura 501.1. Diagrama para determinar el ahuellamiento en la subrasante.....	276

## **CAPÍTULO 1: Características generales de la Guía**

---

### **Sección 101: Generalidades**

Para diseñar un pavimento mediante el uso de la presente guía, es necesario contar con los insumos apropiados para obtener un resultado idóneo de acuerdo con los análisis y resultados obtenidos en este documento. Para ello, se presentan a continuación los diferentes requerimientos necesarios, así como las especificaciones mínimas que deben cumplir los materiales de las distintas capas del pavimento.

El objetivo de dichos requisitos es contar con la información mínima necesaria para obtener estructuras de pavimento adecuadas, que cumplan con las condiciones especificadas, umbrales de desempeño y lineamientos explicados en este Tomo I.

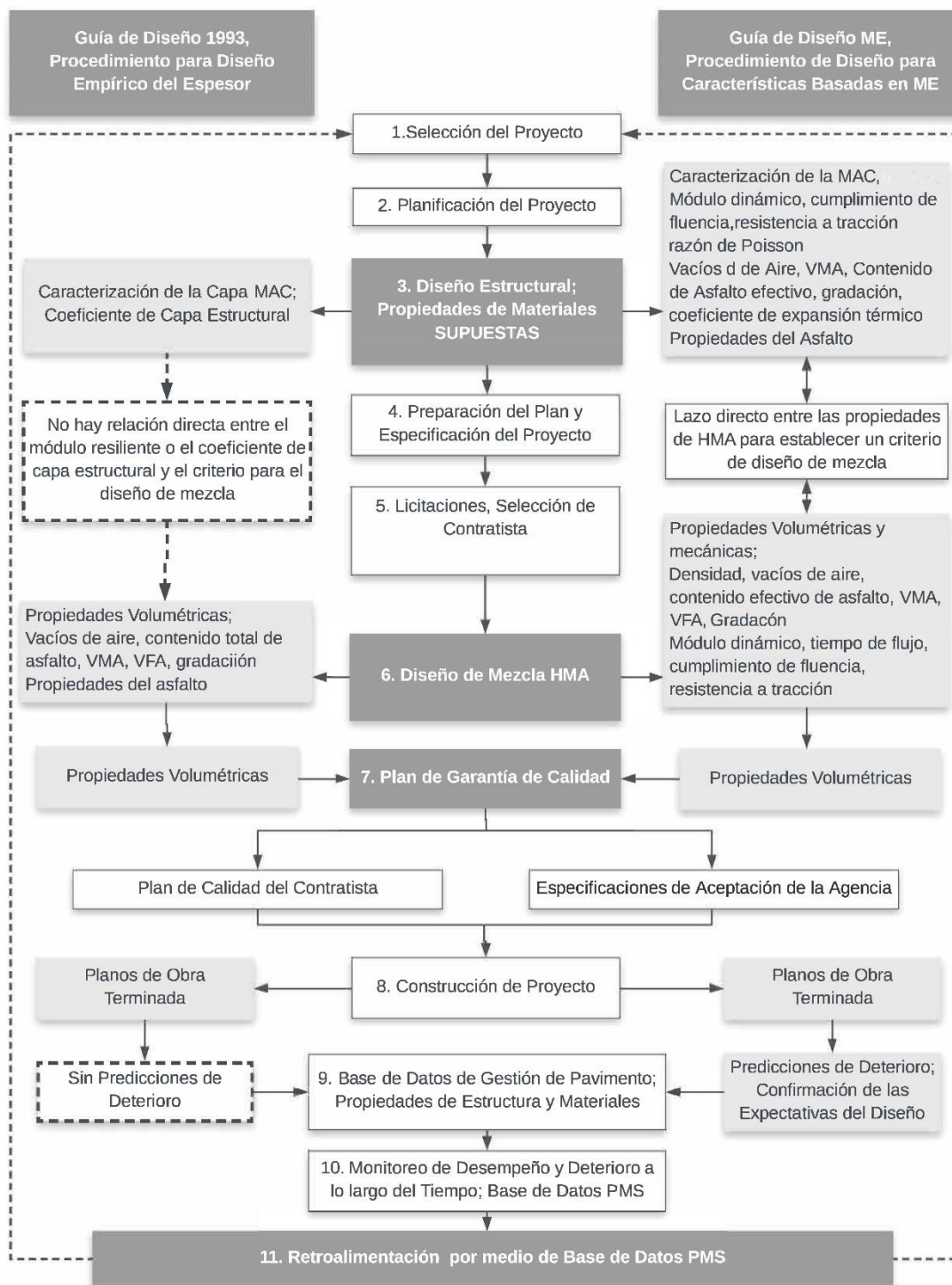
### **Sección 102: Enfoque general de diseño**

En el presente documento se detalla una opción de diseño y análisis de pavimentos que permita realizar el procedimiento de diseño empírico de la AASHTO de 1993, con los factores más adecuados para Costa Rica y que este sea el punto de partida para realizar una revisión del diseño utilizando propiedades mecánicas de los materiales, como: módulo resiliente, módulo dinámico y variables climáticas; con el fin de utilizar modelos para fatiga y deformación permanente que permitan predecir el desempeño del pavimento a lo largo del período de diseño y de ser necesario, realizar un proceso iterativo hasta que la estructura de pavimento, cumpla con los parámetros estipulados de forma optimizada.

Además, se brinda una recopilación de modelos constitutivos para diferentes materiales granulares y finos que se han realizado mediante Trabajos Finales de Graduación (TFG) en la Universidad de Costa Rica, lo que permite contar con una amplia gama de modelos para diferentes condiciones del material. Se recopilan además, los últimos avances realizados por el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR), en mecánica de materiales como: software para la generación de curvas maestras, modelos de predicción de módulo dinámico a partir de propiedades de la mezcla asfáltica, modelos de predicción de desempeño para el daño por fatiga en mezclas asfálticas con factores de calibración local para Costa Rica; que han sido desarrollados mediante proyectos de investigación del área.



Para poder comprender mejor los aportes de utilizar una guía de diseño que utilice conceptos mecanístico empíricos (ME) se muestra el diagrama de la Figura 102.1, en donde se muestran la diferencias entre un método empírico como el de la AASHTO de 1993 y una guía de diseño ME.



**Figura 102.1.** Diferencias entre el diseño empírico vs el ME  
Fuente: Adaptado de AASHTOWare, 2015

**102.01:**      *Alcances y objetivos de la guía de diseño*

El objetivo de la presente guía es mostrar una propuesta de diseño para pavimentos flexibles considerando las metodologías de diseño AASHTO 1993, MEPDG-2004, AASHTOWare Pavement ME (2015) y los avances realizados en Costa Rica en mecánica de materiales para pavimentos y calibración de modelos de desempeño.

Los conceptos expuestos son aplicables tanto para pavimentos nuevos como rehabilitación, y en ambos casos el criterio y conocimiento del diseñador, son muy importantes para un correcto uso del presente documento.

El contenido actual del presente documento contempla el diseño de pavimentos flexibles y semirrígidos.

**102.02:**      *Visión general*

En la Figura 102.2 se presenta el esquema conceptual implementado para realizar diseños de pavimentos, bajo esta propuesta de análisis para pavimentos flexibles y semirrígidos.

La metodología planteada consiste en establecer 3 categorías diferentes de análisis, con el propósito de mantener una gradualidad en la rigurosidad técnica, a medida que los proyectos son de mayor impacto y de mayor presupuesto. De igual manera se brindan recomendaciones sobre la metodología de diseño a utilizar.

La metodología se enfoca en guiar al diseñador hacia la obtención de un diseño inicial, que será la base iterativa para optimizar el diseño con base en criterios mecánicos y propiedades de los materiales.

Posteriormente se recomiendan ensayos y procedimientos para obtener las propiedades mecánicas de los diferentes materiales utilizados en la estructura del pavimento, manteniendo de igual manera una rigurosidad técnica gradual. Utilizando ensayos de mayor precisión en proyectos que económicamente lo ameriten.

A partir de este momento se inicia un proceso iterativo, en el cual se recomienda iniciar con la verificación de los modelos de fatiga, para este proceso y en caso de las categorías 2 y 1, es necesario realizar una calibración previa de los módulos resilientes de los materiales

granulares y de la subrasante, en función del estado de esfuerzos en los materiales a utilizar. Para esto se puede utilizar un software de multicapa elástica o de elemento finito.

Cuando se ha verificado que los módulos de los materiales modelados coinciden con los modelos constitutivos asociados, se pueden obtener los esfuerzos, deflexiones y deformaciones unitarias en los puntos de interés.

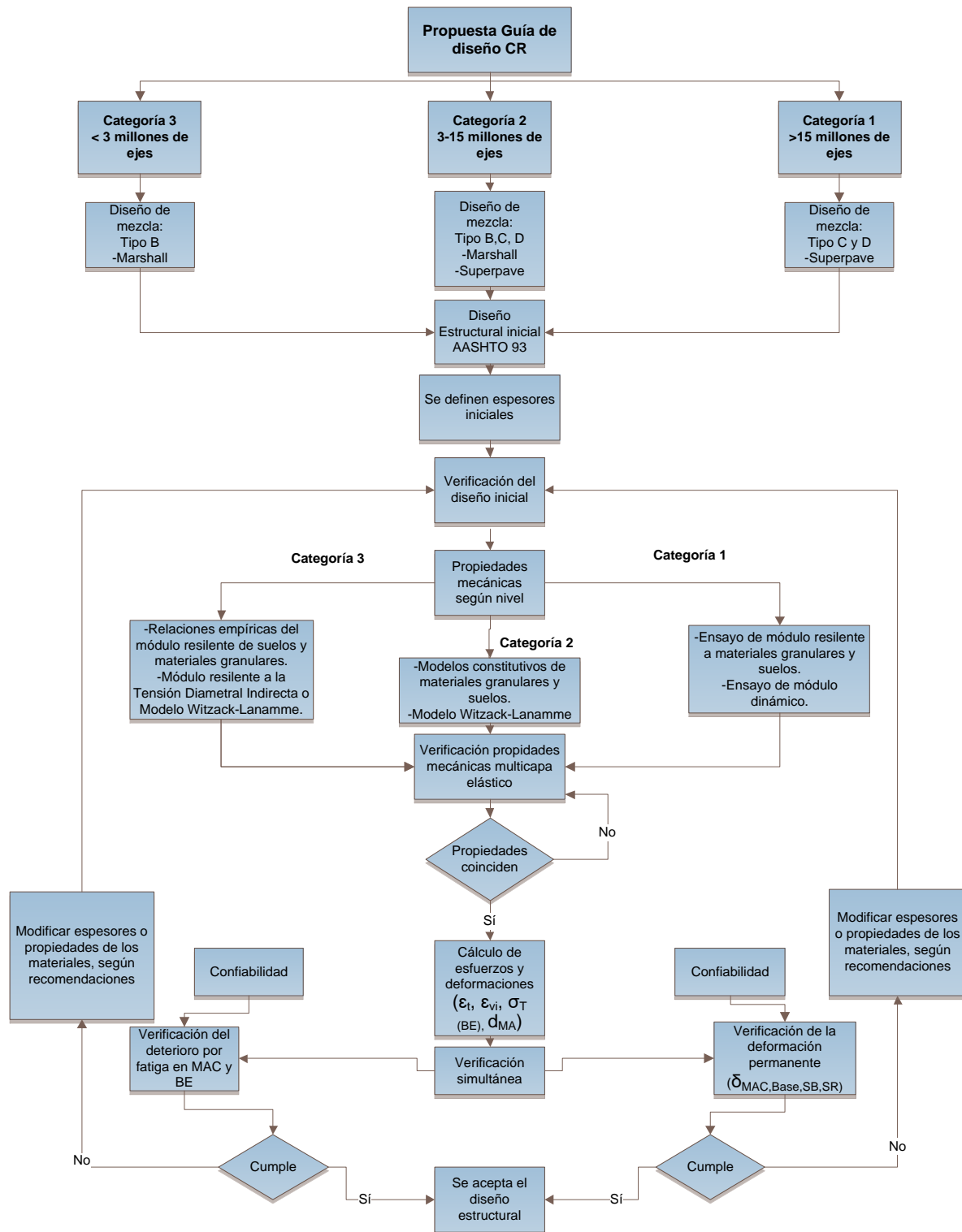
Obtenidas las respuestas del paquete estructural es posible utilizar los modelos de fatiga para obtener el daño en la estructura y las funciones de transferencia para estimar el porcentaje de área agrietada y grietas longitudinales en un determinado período, se deberá cumplir como mínimo con los parámetros que se muestran en la Tabla 102.3 Criterios de desempeño para porcentaje de área agrietada (a la confiabilidad asociada) y Tabla 102.4 Criterios de desempeño para grietas longitudinales en el carril de diseño (a la confiabilidad asociada), en función de la cantidad de ESAL, que a la vez se encuentra relacionada con la magnitud del proyecto.

De igual forma debe verificarse la deformación permanente acumulada durante el periodo de diseño, esta deformación plástica debe ser calculada en cada una de las diferentes capas del pavimento y la deformación total deberá ser menor a los valores que se muestran en la *Tabla 102.5*, con el propósito de mantener la integridad estructural de la vía, brindar un nivel de confort adecuado a los usuarios y minimizar el riesgo de hidroplaneo en vías de mayor tránsito. En los tres casos anteriores, se deberá incorporar los niveles de confiabilidad que se muestran en la Tabla 102.2 Confiabilidad recomendada en función del nivel jerárquico.

Si la estructura inicial no cumple con los parámetros establecidos para fatiga y deformación permanente deberá mejorarse la capacidad estructural de la misma, ya sea para corregir problemas de resistencia a la fatiga o deformaciones muy altas.

En este caso se recomienda realizar un proceso iterativo en el que el espesor de los materiales puede aumentar para mejorar la capacidad estructural o de ser necesario mejorar las propiedades mecánicas de los materiales utilizados, ya sea por estabilización o por sustitución de estos.

El diseño se dará por concluido cuando la estructura y materiales seleccionados cumplan con el criterio a fatiga y por deformación permanente, asegurándose de esta forma que la estructura planteada, cumple con especificaciones mínimas requeridas para el nivel de tráfico estimado y que se han considerado en dicho diseño, variables climáticas, mecánica de materiales y verificaciones de desempeño acordes con la magnitud del proyecto. En casos donde exista más de un diseño válido, la selección final deberá justificarse por medio de un análisis de costos y experiencia del diseñador.



**Figura 102.2.** Esquema metodológico

**102.03:** Niveles jerárquicos

Los niveles jerárquicos de diseño permiten identificar los proyectos que deberán contar con un nivel de análisis más profundo, utilizando datos de mayor complejidad técnica. En la siguiente tabla se muestran las jerarquías propuestas, así como la cantidad de ejes equivalentes (ESALs) de diseño asociados.

**Tabla 102.1.** Niveles jerárquicos de diseño según la cantidad de ESALs

<b>Nivel jerárquico</b>	<b>Ejes equivalentes de diseño (ESALs)</b>
Categoría 3	Menor a 3 millones
Categoría 2	Entre 7 y 15 millones
Categoría 1	Mayor a 15 millones

**Categoría de análisis 3**

Esta categoría de análisis permite utilizar valores de referencia, acorde a clasificaciones recomendadas por la AASHTO, SIECA o estudios a nivel nacional, para ponderar las propiedades mecánicas de los materiales, por tipos de suelo, CBR o módulo resiliente. Este nivel de análisis posee los menores costos asociados a ensayos y recolección de datos.

**Categoría de análisis 2**

En esta categoría se permite el uso de datos de entrada obtenidos a través de correlaciones, modelaciones o modelos de regresión a partir de datos nacionales, lo cuales podrían ser similares a otras regiones. A modo de ejemplo se tiene, curvas maestras características y modelos constitutivos nacionales. (Anexo A)

**Categoría de análisis 1**

Se recomienda en este nivel de análisis que se utilicen datos de entrada locales para el proyecto, obtenidos a través de ensayos y mediciones directas en el sitio del proyecto. Se recomienda que se evalúen todos los materiales a ser utilizados en el proyecto. Es por este motivo que esta categoría de análisis requiere el mayor nivel de conocimiento posible sobre los parámetros de entrada.

**102.04:**      *Criterios de desempeño y niveles de confiabilidad*

La presente guía de diseño contempla varios criterios de desempeño a tomar en cuenta, los cuales son explicados en capítulos posteriores. Adicionalmente, se incorpora un análisis por confiabilidad para disminuir el grado de error asociado a los modelos de deterioro y funciones de transferencia. En la Tabla 102.2 Confiabilidad recomendada en función del nivel jerárquico, se muestra la confiabilidad recomendada asociada a la categoría de tráfico vehicular del proyecto.

**Tabla 102.2.** Confiabilidad recomendada en función del nivel jerárquico

<b>Ejes equivalente período de diseño</b>	<b>Confiabilidad</b>
< 3 millones	75%
3-15 millones	85%
> 15 millones	95%

Como se mencionó en líneas anteriores la presente guía de diseño contempla una revisión de diferentes deterioros (predichos) al final del período de diseño, esto con el objetivo de garantizar que el proyecto cumple con requisitos mínimos de calidad y condiciones adecuadas para mantener la integridad de la estructura de pavimento diseñada. Los criterios de desempeño son los siguientes.

- Porcentaje de área agrietada en el carril de diseño.
- Longitud de grietas longitudinales.
- Ahuellamiento total acumulado.

Cada uno de estos deterioros se encuentran asociados a un tipo de daño, que aumenta en el tiempo, conforme los vehículos pasan por la carretera, por lo tanto, cada diseñador podrá hacer las respectivas modelaciones para hallar en que año, se llega a un nivel de deterioro dado y así tomar las medidas del caso.

En las tablas siguientes se muestra el valor máximo permitido recomendado, para garantizar condiciones mínimas de calidad y nivel de servicio. Es importante aclarar que estos valores son máximos recomendados, esto quiere decir, que el diseño deberá arrojar valores inferiores



para los tres deterioros y cumplir con el nivel de confiabilidad de la Tabla 102.2 Confiabilidad recomendada en función del nivel jerárquico.

Es obligación de cada diseñador mostrar el cumplimiento de dichos umbrales y demostrar que incorporó la confiabilidad mínima requerida.

**Tabla 102.3.** Criterios de desempeño para porcentaje de área agrietada  
(a la confiabilidad asociada)

<b>Ejes equivalente período de diseño</b>	<b>Porcentaje de área agrietada antes de la falla (<math>FC_{B-U-P}</math>)</b>
< 3 millones	35%
3-15 millones	20%
> 15 millones	10%

**Tabla 102.4.** Criterios de desempeño para grietas longitudinales en el carril de diseño  
(a la confiabilidad asociada)

<b>Ejes equivalente período de diseño</b>	<b>Longitud de grietas antes de la falla (ft/milla) (<math>FC_{Top-D-P}</math>)</b>
< 3 millones	2000
3-15 millones	2000
> 15 millones	1500

**Tabla 102.5.** Criterios de desempeño ahuellamiento total acumulado  
(a la confiabilidad asociada)

<b>Ejes equivalente período de diseño</b>	<b>Ahuellamiento total permisible máximo</b>
< 3 millones	16 mm (0,65 in)
3-15 millones	12 mm (0,5 in)
> 15 millones	10 mm (0,4 in)

## CAPÍTULO 2: Estimación preliminar de espesores

La estimación inicial de la estructura del pavimento se realiza por medio de la metodología de diseño AASHTO-93, la cual se considera válida para determinar el flujo vehicular, módulos y espesores “semilla” o iniciales. La estructura resultante de este diseño se utiliza para verificar los niveles de deterioro admisibles, tanto para fatiga como para deformación permanente. Si no se cumplen las especificaciones requeridas se realizan ajustes de espesores y/o materiales.

Los componentes y procedimiento de diseño de pavimentos AASHTO-93 se describe en las siguientes secciones.

### Sección 201: Períodos de diseño

Se refiere al periodo de tiempo en que se va a desarrollar el análisis del pavimento o vida útil del mismo. La AASHTO recomienda periodos de análisis según el tipo de ruta que se está diseñando, las recomendaciones se muestran en la Tabla 202.1 Recomendaciones del periodo de análisis según tipo de ruta.

**Tabla 201.1.** Recomendaciones del periodo de análisis según tipo de ruta

Condiciones de la ruta	Periodo de análisis (años)
Urbana de alto volumen	30 -50
Rural de alto volumen	20 – 50
Pavimentada de bajo volumen	15 – 25
Superficie de agregados de bajo volumen	10 - 20

Fuente: Guide for Design of Pavement Structures, (1993).

Los periodos de diseño comunes para el análisis de pavimentos flexibles en Costa Rica son de entre 10 años a 20 años, por lo tanto, para este parámetro se pueden seguir las recomendaciones de Tabla 202.1 Recomendaciones del periodo de análisis según tipo de ruta, u otro período de diseño, siempre y cuando esté debidamente justificado por el diseñador y acordes a lineamientos del MOPT. Se considera que al final de este periodo la estructura del pavimento alcanza un nivel de serviciabilidad inaceptable para el usuario.

## Sección 202: Ejes equivalentes (ESAL)

Los ejes equivalentes de diseño son una ponderación de la cantidad de vehículos totales que pasarán por una determinada carretera, transformando los diferentes tipos de vehículo a una carga y eje estándar, el cual es un eje simple dual de 80kN. Esto permite estandarizar los análisis y poder comparar diferentes rutas y diseño. Se recomienda que en la presente guía el valor estandarizado de ESAL, sea utilizado tanto para el diseño preliminar por AASHTO 93 como para la verificación Mecánica Empírica.

Actualmente es posible utilizar otros conceptos como Espectro de carga y Espectro de daño para el diseño Mecánico, sin embargo, se considera que aún es necesario recopilar más información a nivel nacional, para que ambos conceptos puedan ser llevados a la práctica de forma estandarizada, por lo tanto, para esta edición se recomienda trabajar con el concepto de ESAL, manteniendo la gradualidad asociada a la categoría para los datos utilizados en las estimaciones.

Para estimar la cantidad de ejes equivalentes de diseño se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$ESAL_{día} = \%pesados * TPDA * FC \quad (F.1)$$

$$ESAL_{diseño} = ESAL_{día} * 365 * GF * DL * LDF \quad (F.2)$$

Donde:

*FC*: Factor camión.

*TPDA*: Tránsito promedio diario anual.

*DL*: Factor de distribución por carril.

*GF*: Factor de crecimiento para un determinado periodo de años.

*LDF*: Factor de distribución direccional.

En la Tabla 202.1 Categorías de análisis para la variable tráfico, se muestran recomendaciones sobre el tipo de valores a utilizar en función de la categoría del proyecto para las principales variables requeridas.

**Tabla 202.1.** Categorías de análisis para la variable tráfico

<b>Categoría</b>	<b>TPDA</b>	<b>FC</b>	<b>GF</b>
Categoría 3	Conteos vehiculares	Característicos locales	Característicos locales
Categoría 2	Conteos vehiculares	Característicos locales	Característicos locales

Categoría 1	Estudio de tráfico propio del proyecto	Estudio de tráfico propio del proyecto	Estudio de tráfico propio del proyecto
-------------	--	--	--

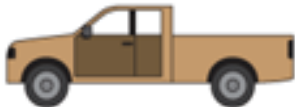

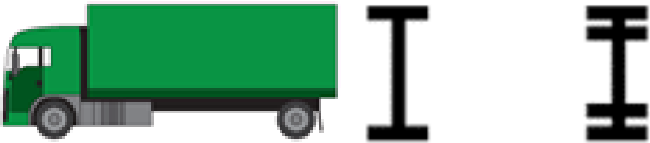



En las siguientes secciones se explican los diferentes componentes asociados a la determinación de los ejes equivalentes.

**202.01:**      *Tránsito promedio diario anual (TPDA)*

El tránsito promedio diario anual o TPDA permite estimar las cargas vehiculares a las que estará expuesta la estructura durante el periodo de diseño. El TPDA es la cantidad promedio anual de vehículos que transitan por una vía (en ambos sentidos) y se obtiene por medio de conteos vehiculares.

El TPDA debe especificarse por tipo de vehículo (clasificado), para aplicar el factor camión (FC) correspondiente y así estimar los ejes equivalentes de diseño. Los tipos de vehículo que se consideran en la clasificación del TPDA se presentan en la Tabla 202.2 Tipos de vehículo y configuración de ejes, estos tipos de vehículos están asociados a los FC medidos en Costa Rica.

**Tabla 202.2.** Tipos de vehículos y configuración de ejes

Tipo	Configuración del vehículo
<i>Pickup</i>	
<i>C2+</i>	
<i>C2</i>	
<i>Bus C2</i>	
<i>C3</i>	
<i>T3-S2</i>	

De una forma más general el TPDA puede estimarse de acuerdo con la ecuación F.3, en donde se parte de un valor de TPD (tránsito promedio diario) y utilizando factores de expansión adecuados.

$$TPDA = \frac{TPD \text{ día } i, \text{ mes } k}{FED_i * FEM_k} \quad (F.3)$$

Donde:

*TPDA*: Tránsito promedio diario anual

*TPD día i, mes k*: Tránsito promedio diario completo (o modificado por Factor de expansión horaria FEH, en caso de conteos de unas cuantas horas (según requisitos de la administración), de un día “i” y un mes “k”

*FED<sub>i</sub>*: Factor de expansión diario para un día “i”

*FEM<sub>k</sub>*: Factor de expansión mensual para un mes “k”

Cada uno de los componentes requeridos para el cálculo del TPDA se explican a continuación:

### 1) TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO (TPD)

La cantidad de vehículos en un periodo de 24 horas que circula por una carretera es lo que se conoce como Tránsito Promedio Diario, dicho valor constituye el principal insumo para calcular el TPDA.

Para obtener una cuantificación de este dato, se deben realizar conteos vehiculares en carretera, sobre los cuales se deben considerar previamente ciertos aspectos, los cuales buscan que los datos obtenidos sean adecuados y correctos, dichos aspectos son:

- Realizar los conteos durante periodos de tránsito normal, evitar en vacaciones o días feriados
- Realizar los conteos entre lunes y viernes, preferiblemente martes, miércoles y jueves, esto para evitar el efecto de fin de semana o realizar conteos que abarquen la semana completa.
- Realizar conteos de 25 horas o más, es decir, procurar mínimo 24 horas completas de conteos, con horas extras incompletas para contemplar el lapso transcurrido entre el inicio y el final de los conteos, esto para facilitar el cálculo del tránsito promedio anual (TPDA)

- Seleccionar los sitios más representativos con base en la jerarquía de las rutas por analizar.
- Realizar conteos semanales en las carreteras más importantes de la zona en estudio, para obtener datos del comportamiento del tránsito y que las estimaciones de TPDA mediante el uso de FED sean más precisas.

Debido a la alta tasa de cambio que poseen el tipo y el volumen de tránsito vehicular, se recomienda realizar los conteos de manera periódica, aproximadamente cada año o máximo cada dos años. Esto es importante debido a que, al realizar los conteos de manera constante, se logra identificar y cuantificar la tasa de crecimiento del tránsito vehicular de la zona en estudio.

## 2) FACTOR DE EXPANSIÓN HORARIO (FEH)

Los factores de expansión horaria sirven para extrapolar conteos de TPD incompletos a periodos de 24 horas. Para esto se multiplica el volumen horario durante el periodo de conteo, por el FEH para esa hora, y se encuentra el promedio de los productos obtenidos (Garber & Hoel, 2006).

Los valores de FEH se calculan con base en los comportamientos típicos identificables de los conteos completos obtenidos, que se separan por grupos, sobre los cuales se calcula un FEH mediante la Ecuación F.4.

$$FEH = \frac{\text{Volumen total para un periodo de 24 horas}}{\text{Volumen para una hora específica}} \quad (F.4)$$

## 3) FACTOR DE EXPANSIÓN DIARIO (FED)

Con los FED es posible estimar el valor del promedio semanal de los datos de TPD obtenidos mediante conteos diarios. Para esto se utilizan los conteos semanales que se hayan realizado, en otras zonas o en las que se tenga de referencia. Poseer conteos de carácter semanal es imperativo para poder obtener los valores de FED y por consiguiente, de TPDA.

Los diferentes FED se calculan según la siguiente ecuación:

$$FED_{i''} = \frac{\text{Volumen promedio para un día "i"}}{\text{Volumen total promedio de la semana}} \quad (F.5)$$

#### 4) FACTOR DE EXPANSIÓN MENSUAL (FEM)

El volumen de tránsito presenta una variabilidad mensual importante que puede ser cuantificada por medio del FEM. Para obtener estos factores se debe contar con valores medidos en puntos específicos de la red vial nacional, que se obtienen mediante cálculos de conteos anuales completos.

Para calcular el FEM se utiliza la siguiente expresión:

$$FEM_k = \frac{TPD_{mes\ "k"}}{TPDA} \quad (F.6)$$

#### 202.02: Factor camión

El factor camión se utiliza en conjunto con el tránsito promedio diario anual (TPDA) de la ruta. Los factores camión (FC) permiten conocer el daño que los ejes de cada vehículo le generan al pavimento, y corresponden a la suma de los factores de equivalencia de carga LEF (*load equivalency factors*) de cada vehículo.

$$FC\ promedio = \frac{[\sum(\text{Número de ejes} * LEF)]}{\text{Número de vehículos encuestados}} \quad (F.7)$$

Donde:

LEF: Factores equivalentes de carga (definidos en la guía de diseño AASHTO 93). De tal manera, se puede determinar la cantidad de ejes equivalentes de carga de 80 kN que deberá soportar en total una determinada estructura de pavimento, para todos sus años de servicio.

Actualmente, se cuenta con información de factores camión para diferentes períodos (2007, 2009, 2008-2017), en la Tabla 202.3 Factor camión para Costa Rica, se pueden observar factores camión que han sido calculados por medio de distintos proyectos de investigación para diferentes niveles de confiabilidad, cada uno de ellos posee un esquema de análisis y el detalle puede ser consultado en cada proyecto individual. En resumen, la Tabla 202.3 Factor camión para Costa Rica, incluye, factores camión calculados en el 2007 por medio de una encuesta de carga realizada por el LanammeUCR (Allen, Ulloa, Sibaja, & Badilla, 2007) también, se brinda una recopilación de factores camión de las bases de datos de la Dirección de Planificación Sectorial del MOPT (Vargas & Allen, 2014) y de un proyecto final de



graduación realizado en conjunto con el LanammeUCR (Espinoza Gonzáles, 2013) sobre los factores camión de los buses urbanos e interurbanos. Los factores camión que se presentan se encuentran calculados con los LEF de pavimentos flexibles, por lo tanto, el cálculo de ejes equivalentes de diseño utilizando dichos LEF, sólo aplica para proyectos con pavimentos flexibles o semirrígidos.

**Tabla 202.3.** Factor camión para Costa Rica

<b>Factores camión histórico 2007-2017 para diferentes niveles de confiabilidad</b>					
<b>Vehículo</b>	<b>80%</b>	<b>85%</b>	<b>90%</b>	<b>95%</b>	<b>99%</b>
Pickup	0,0131	0,0133	0,0137	0,0142	0,0151
C2	0,360	0,400	0,451	0,527	0,670
Bus C2	2,559	2,730	2,954	3,281	3,893
C2+	0,093	0,107	0,126	0,154	0,205
C3	1,250	1,414	1,621	1,928	2,504
C4	1,123	1,193	1,282	1,413	1,659
T3-S2	1,920	2,098	2,321	2,652	3,273
T3-S3	2,142	2,230	2,341	2,506	2,815

Fuente: (Allen, Arias, Vargas, 2019)

**202.03:** Factor de distribución por carril (DL)

Este factor es expresado como porcentaje y se utiliza cuando dos o más carriles están habilitados en una dirección. Para el caso de un carril por sentido el factor de distribución por carril tiene un valor de 1. En la Tabla 202.4 Recomendaciones para determinar el factor DL según la cantidad de carriles, se presenta el valor recomendado del factor de distribución según el número de carriles de la carretera, sin embargo, para la categoría 1 de análisis este valor deberá ser justificado con un estudio de tráfico.

**Tabla 202.4.** Recomendaciones para determinar el factor DL según la cantidad de carriles

<b>Número de carriles en cada dirección</b>	<b>Porcentaje de ESAL en cada carril</b>
1	100
2	80 – 100
3	60 – 80
4	50 - 75

Fuente: (AASHTO, 1993).

**202.04:** Factor direccional

Este factor es expresado como porcentaje y se utiliza para distribuir los ESALs por dirección. El valor más común es 0,5; bajo el supuesto de que la misma cantidad de vehículos transitan en ambas direcciones, pero dicho dato debe verificarse en campo a través de conteos vehiculares o con otra metodología que permita estimar la atracción y generación de viajes en cada dirección. Se recomienda que en las 3 categorías de análisis este valor sea justificado con datos de conteos vehiculares.

**202.05:** Factor de crecimiento

El factor de crecimiento depende del periodo de diseño determinado y de la tasa de crecimiento del tránsito de cada proyecto, de forma general se puede estimar a partir de la siguiente ecuación:

$$GF = \frac{|(1 + r)^n - 1|}{r} \quad (F.8)$$

Donde:

*GF*: Factor de crecimiento

*r*: Porcentaje de crecimiento anual, decimal

*n*: Cantidad de años (periodo de diseño)

Se recomienda seguir las recomendaciones de la Tabla 202.1 Categorías de análisis para la variable tráfico, en cuanto al origen de los datos, además, se recomienda que en el caso de las categorías 3 y 2 se utilice un histórico de al menos 10 años.

La curva de crecimiento del tránsito presenta una forma de curva logística, donde en los primeros años el tránsito crece lentamente, luego presenta un crecimiento más notorio y a medida que se acerca a la capacidad máxima de la carretera el crecimiento es asintótico.

La metodología AASHTO 93 simplifica el crecimiento vehicular asumiendo una tasa de crecimiento constante durante el periodo de diseño. En la Tabla 202.5 Ejemplo de factores de crecimiento vehicular para distintas rutas del país se presentan porcentajes de crecimiento observados para distintas rutas del país en diferentes períodos, estos valores se muestran con fines informativos, ya que para cada proyecto debe utilizarse el factor de crecimiento acorde a las características propias de cada sitio.

**Tabla 202.5.** Ejemplo de factores de crecimiento vehicular para distintas rutas del país

Ruta	Años de análisis	Período	Porcentaje de Crecimiento
Bernardo Soto, Ruta 1	9	1996 - 2010	6,4%
Florencio del Castillo, Ruta 2	16	1994 - 2010	5,9%
Próspero Fernández, Ruta 27	12	1996 - 2007	10,9%
Braulio Carrillo, Ruta 32	12	1999 - 2010	5,9%

Para determinar los factores de crecimiento se recomienda realizar estudios específicos de tránsito para el proyecto, en función de la importancia de este. Para dichos estudios puede revisarse el historial de conteos vehiculares de los lugares cercanos o en rutas con un comportamiento similar a la nueva carretera, así como incorporar variables socioeconómicas de la zona. En función de la importancia del proyecto se recomienda seguir las recomendaciones de la siguiente tabla.

**Tabla 202.6.** Determinación de la tasa de crecimiento con base al tipo de análisis

Categoría	Tipo de análisis
Categoría 3	Porcentaje de crecimiento típicos
Categoría 2	Porcentaje de crecimiento típicos con base a históricos de la ruta
Categoría 1	Porcentaje de crecimiento con base a un estudio de tráfico formal

### Sección 203: Índice de serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento se define como la condición necesaria para proveer a los usuarios un manejo seguro y confortable. La serviciabilidad se considera en la guía AASHTO-93 con el índice de serviciabilidad. Este índice permite considerar el confort de los usuarios al transitar la carretera durante su vida útil. Varía de 0, cuando la carretera es intransitable, hasta un valor de 5 que representa una carretera en perfecto estado, (condición hipotética).

El índice de serviciabilidad inicial ( $P_o$ ) depende del diseño y la construcción de la carretera, el valor común para pavimentos flexibles es de 4,2. El índice de serviciabilidad final ( $P_f$ ) se basa en el menor índice tolerable por los usuarios; normalmente se considera de 2,5 o mayor para altos volúmenes de tráfico y de 2 para tránsito bajo.

El índice de serviciabilidad es representativo de la condición de falla según el criterio de la AASHTO-93; y es el índice aceptable antes de que se tenga que intervenir la estructura, ya sea con una rehabilitación, recarpeteo o reconstrucción (en la Tabla 204.3 Niveles de confianza e Índice de Serviciabilidad utilizados en Costa Rica, se detallan más valores).

La siguiente ecuación se aplica para definir el cambio total en el índice de serviciabilidad ( $\Delta PSI$ ):

$$\Delta PSI = P_o - P_t \quad (F.9)$$

#### Sección 204: Confiabilidad

Es la probabilidad de que el pavimento soporte el periodo de diseño con una serviciabilidad mayor o igual a la final. El nivel de confianza (del diseño preliminar) asegura que el pavimento se desempeñará según se diseñó dada la variabilidad de la construcción, del tránsito, de los materiales y del clima que inciden en el desempeño de la estructura. En la Tabla 204.1 Niveles de confiabilidad sugeridos para varias clasificaciones funcionales y Tabla 204.2 Valores de desviación normal estándar ( $Z_R$ ) correspondientes a los niveles de confianza seleccionados se muestran los valores recomendados por la AASHTO.

**Tabla 204.1.** Niveles de confiabilidad sugeridos para varias clasificaciones funcionales

Clasificación funcional	Nivel de confianza recomendado	
	Urbano	Rural
Autopistas	85 - 99.9	80 - 99.9
Arterial principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	75 - 95
Locales	50 - 80	50 - 80

Fuente: (AASHTO, 1993).

El nivel de confianza está compuesto por dos variables, la desviación estándar normal ( $Z_R$ ) y la desviación estándar global ( $S_o$ ). En la Tabla 204.2 se muestran los valores de desviación normal estándar ( $Z_R$ ), correspondientes a los niveles de confianza disponibles, algunos valores recomendados se presentan en la Tabla 204.1 y en la Tabla 204.3.

**Tabla 204.2.** Valores de desviación normal estándar ( $Z_R$ ) correspondientes a los niveles de confianza seleccionados

Confiabilidad, R (%)	Desviación normal estándar, $Z_R$
50	-0,00

<b>Confiabilidad, R (%)</b>	<b>Desviación normal estándar, <math>Z_R</math></b>
60	-0,253
70	-0,524
75	-0,674
80	-0,841
85	-1,037
90	-1,282
91	-1,340
92	-1,405
93	-1,476
94	-1,555
95	-1,645
96	-1,751
97	-1,881
98	-2,054
99	-2,327
99,9	-3,090
99,99	-3,750

Fuente: (AASHTO, 1993)

La desviación estándar  $S_o$  es la desviación debido al error de proyecciones de tránsito y al desempeño del pavimento. Entre mayor sean las desviaciones de las estimaciones mayor debe ser el valor de  $S_o$ . Para pavimentos flexibles se recomienda valores de  $S_o$  entre 0,4 y 0,5. Con un valor recomendado de 0,45 si se considera que no existirá mucha variación en las estimaciones de tráfico realizadas, o sea, que las estimaciones de demanda de tráfico poseen poco margen de error. Debe considerarse que si se espera una variación muy alta en el tránsito futuro el  $S_o$  podría ser de hasta 0,49.

En la tabla siguiente se muestran algunos lineamientos utilizados en Costa Rica por parte del Ministerio de Obras Públicas y Transportes para el nivel de confianza y el índice de serviciabilidad (oficio DVOP-5170-07).

**Tabla 204.3.** Niveles de confianza e Índice de Serviciabilidad utilizados en Costa Rica

<b>Zona</b>	<b>TPDA</b>	<b>Nivel de confianza (%)</b>	<b>Índice de Serviciabilidad</b>
<b>Ruta Primaria</b>	Menor a 500	75	2,0
	Entre 500 y 2000	85	2,5
	Mayor a 2000	90	2,5
<b>Ruta Secundaria</b>	Menor a 500	70	2,0
	Entre 500 a 2000	80	2,0
	Mayor a 2000	85	2,5
<b>Ruta Terciaria</b>	Menor a 500	70	2,0
	Entre 500 y 2000	75	2,0
	Mayor a 2000	80	2,0

Fuente: (MOPT, 2007)

**Sección 205:** Módulo resiliente de los materiales para el diseño preliminar

Las propiedades mecánicas de los materiales granulares se representan con el módulo resiliente. Para el diseño preliminar de AASHTO-93 se utiliza una correlación del módulo resiliente con el valor de capacidad de soporte CBR para cada material, este dato puede obtenerse a través de ensayos de laboratorio y deben cumplir con el mínimo establecido por el Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Carreteras y Puentes CR-2020.

Nota: En esta etapa de diseño inicial se asumirá como válido un coeficiente estructural de capa  $a_1$  para la mezcla asfáltica de 0,44 (valor típico), para todos los diseños de pavimento, dado que esta metodología AASHTO-93 no considera cómo varía este módulo con la frecuencia de carga y aumento de temperatura. En posteriores análisis se observará como varía este módulo considerando frecuencia de carga y temperatura del pavimento, y que incluso para condiciones de velocidad media (<60 km/h) y temperaturas intermedias del pavimento para Costa Rica (35°-40°) se observará como el valor de módulo resiliente varía considerablemente.

### Sección 206: Condiciones de drenaje

Este apartado considera los efectos del drenaje en la predicción del desempeño de la estructura del pavimento. El efecto se considera en la variación del coeficiente estructural de los materiales granulares que componen la estructura, bases sin tratar y subbases. En la ecuación del Número Estructural (ecuación (F.14)) se utiliza un factor de drenaje “ $m$ ”, el cual modifica los coeficientes estructurales.

El factor de drenaje depende de la calidad del drenaje y la exposición de la estructura a condiciones de humedad. La calidad del drenaje depende del periodo de tiempo en que el pavimento pertenece en condiciones saturadas, se determina según los valores de la Tabla 206.1 Definiciones generales de los diferentes niveles de drenaje de la estructura del pavimento.

**Tabla 206.1.** Definiciones generales de los diferentes niveles de drenaje de la estructura del pavimento

Calidad del drenaje	Tiempo que tarda el agua en drenar
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy Pobre	Agua no es drenada

Fuente: (AASHTO, 1993)

Establecida la calidad de drenaje, el diseñador estima el porcentaje de tiempo en el año que el pavimento estará expuesto a condiciones de saturación, según las condiciones climáticas de la región del proyecto. En la Tabla 206.2 Valores recomendados de  $m$  para modificar el coeficiente estructural de la capa de base y subbase en pavimentos flexibles, se presentan valores recomendados del coeficiente de drenaje para distintas condiciones.

**Tabla 206.2.** Valores recomendados de  $m$  para modificar el coeficiente estructural de la capa de base y subbase en pavimentos flexibles

Calidad del drenaje	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento se encuentra expuesta a niveles de humedad de saturación			
	Menos que 1%	1 – 5%	5 – 25%	Más del 25%
Excelente	1,40 – 1,35	1,35 – 1,30	1,30 – 1,20	1,20
Bueno	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,15 – 1,00	1,00
Regular	1,25 – 1,15	1,15 – 1,05	1,00 – 0,80	0,80
Pobre	1,15 – 1,05	1,05 – 0,80	0,80 – 0,60	0,60
Muy Pobre	1,05 – 0,95	0,95 – 0,75	0,75 – 0,40	0,40

Fuente: (AASHTO, 1993)

### **Sección 207:** Coeficientes estructurales

El coeficiente estructural expresa la relación empírica entre el Número Estructural (SN) y los espesores de las capas, es una medida de la capacidad del material como componente estructural en el pavimento. El valor de SN, es un valor adimensional que expresa la capacidad requerida en una ruta, es decir un valor de SN mayor implicará un paquete estructural de mayor espesor respecto a un SN menor.

Por su parte el valor de coeficiente estructural corresponde al aporte de cada material por cada pulgada al SN requerido. Es por este motivo que debe asignarse un coeficiente estructural a cada capa de la estructura del pavimento, para transformar los espesores en un SN. La ecuación general del SN es la siguiente:

$$SN = \sum_{i=1} a_i D_i \quad (F.10)$$

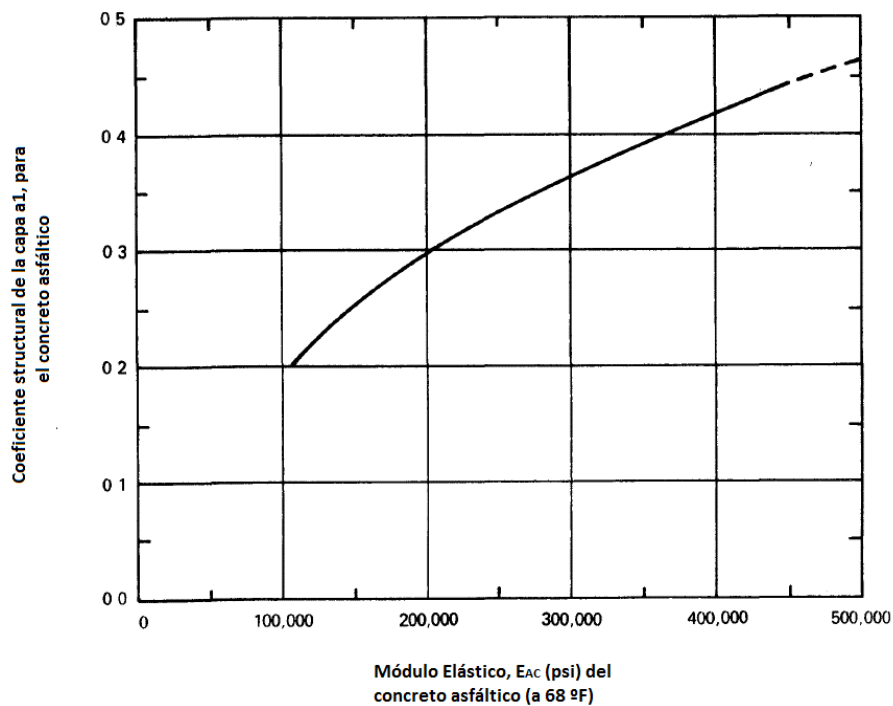
Donde:

$D_i$ : Espesor en pulgadas de la capa  $i$

$a_i$ : Coeficiente estructural para el material de la capa  $i$

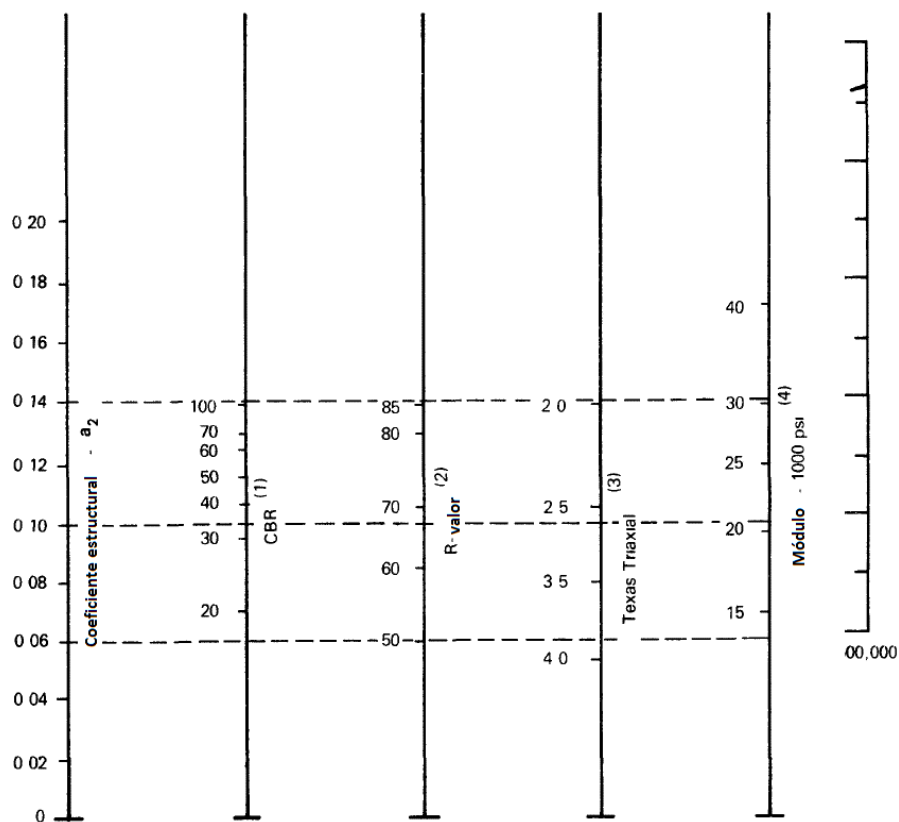
El coeficiente estructural de la capa asfáltica depende de su módulo resiliente. La Figura 207.1 muestra la relación entre el módulo resiliente y el coeficiente estructural de la mezcla asfáltica. Como se explicó en la sección 205, para esta etapa se recomienda considerar un módulo estándar de 3100 MPa a 20°C (450 000 psi) para todas las mezclas asfálticas, ya que este diseño (AASHTO 93) es preliminar y permite encontrar los espesores iniciales a revisar.





**Figura 207.1.** Gráfico para estimar el coeficiente estructural de la capa de un concreto asfáltico con graduación densa, basado en el módulo elástico (resiliente)  
Fuente: (AASHTO, 1993)

Para los materiales granulares la estimación del coeficiente estructural se realiza con el valor de CBR de laboratorio. El nomograma que correlaciona estas variables se muestra en la Figura 207.2 para bases y en la Figura 207.4 para subbases.



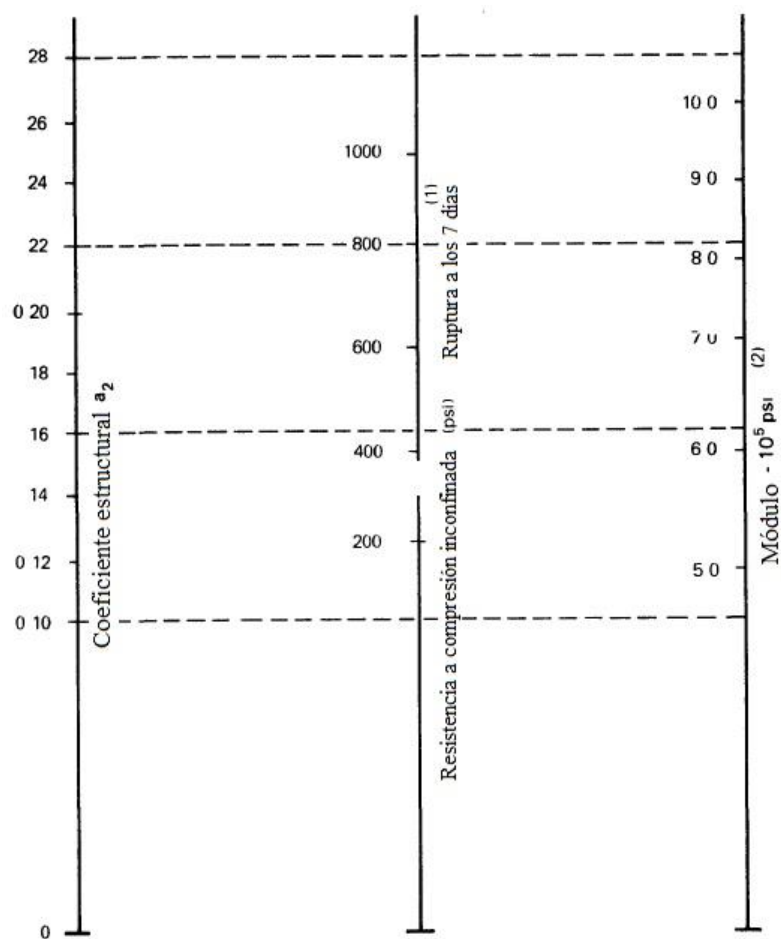
- (1) Escala derivada de correlaciones obtenidas por Illinois.
- (2) Escala derivada de correlaciones obtenidas por California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada de correlaciones obtenidas por Texas.
- (4) Escala derivada en proyectos de NCHRP.

**Figura 207.2.** Variación del coeficiente de la base granular ( $a_2$ ) con varios parámetros de esfuerzo de la base

Fuente: (AASHTO, 1993)

Adicional al nomograma de la Figura anterior el valor de  $a_2$ , puede ser estimado con la siguiente fórmula.

$$a_2 = 0,249 (\log_{10} E_{BS}) - 0,977 \quad (F.11)$$

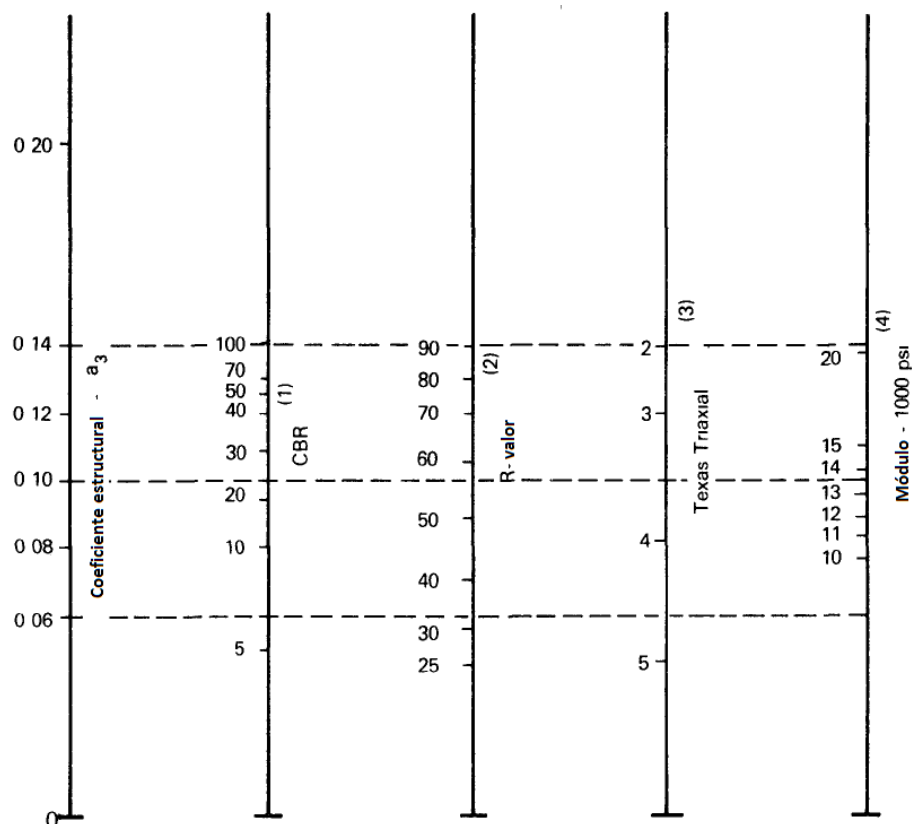


- (1) Scale derived by averaging correlations from Illinois, Louisiana and Texas  
 (2) Scale derived on NCHRP project (3)

(1) Escala derivada de correlaciones obtenidas por Illinois, Louisiana y Texas.

(2) Escala derivada en proyectos de NCHRP.

**Figura 207.3.** Variación del coeficiente para la base estabilizada ( $a_2$ ) en función de la resistencia a la compresión inconfínada  
 Fuente: (AASHTO, 1993)



**Figura 207.4.** Variación del coeficiente de la subbase granular ( $a_3$ ) con varios parámetros de esfuerzo de la subbase.

Fuente: (AASHTO, 1993)

Adicional al nomograma de la Figura 207.4, el módulo de la base granular,  $a_3$ , puede ser estimado con la siguiente fórmula.

$$a_3 = 0,227 (\log_{10} E_{SB}) - 0,839 \quad (F.12)$$

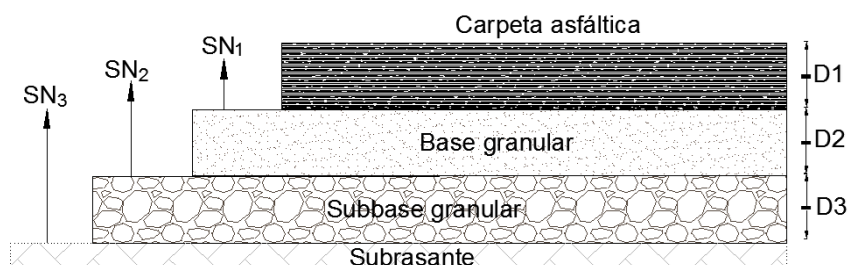
Para determinar el SN requerido sobre cada capa del pavimento se utiliza la relación de la ecuación (F.13). Este modelo relaciona de forma empírica el tráfico vehicular, el cambio en la serviciabilidad, el módulo resiliente del material a proteger (base, subbase, subrasante) y el nivel de confianza asociado según el tipo de ruta y variabilidad esperada en el tráfico.

$$\log_{10} W_{18} = Z_r * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left( \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{\frac{0.40 + 1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} * M_r - 8.07 \quad (F.13)$$

Donde:

$W_{18}$ : Cantidad de ejes equivalentes de 8,2 toneladas (80kN).  
 $Z_R$ : Desviación normal estándar para un nivel de confianza dado.  
 $S_o$ : Desviación estándar promedio.  
 $SN$ : Número estructural.  
 $\Delta PSI$ : Diferencia entre el PSI inicial y final.  
 $Mr$ : Módulo resiliente (psi).

El modelo anterior calcula el “SN” o número estructural requerido sobre la subrasante, sobre la subbase y sobre la base,  $SN_3$ ,  $SN_2$  y  $SN_1$  respectivamente como lo muestra la siguiente figura. Este cálculo se puede realizar de forma manual o con ayuda de un software, de los cuales se pueden encontrar muchos en la web.



**Figura 207.5.** Diagrama de números estructurales requeridos

El proceso consiste en determinar un  $SN_3$  total, que es necesario para proteger la subrasante, el cual se logra con el aporte de las diferentes capas que se colocan en la parte superior de la misma. Pero a su vez es necesario determinar los  $SN_2$  y  $SN_1$ , que son los que indican el espesor de la BG para proteger la subbase y el espesor de la carpeta para proteger a la base granular respectivamente.

### Sección 208: Cálculo de espesores preliminares

Luego de determinar los SN requeridos sobre cada capa del pavimento, se debe estimar los espesores de las capas de pavimento, que, combinados, proveen la capacidad de carga total requerida para el diseño ( $SN_3$ ):

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (F.14)$$

Donde:

- $a_1, a_2, a_3$ : Coeficientes de la carpeta asfáltica, base y subbase respectivamente.
- $D_1, D_2, D_3$ : Espesor de la carpeta asfáltica (MAC), base granular (BG) y subbase (SB) respectivamente.
- $m_1, m_2$ : Coeficientes de drenaje para las capas de base y subbase granular respectivamente.

La ecuación anterior no tiene una única solución, ya que varias combinaciones pueden satisfacer la demanda de capacidad. La manera recomendada de resolver este conjunto de ecuaciones es iniciar con la carpeta asfáltica y terminar con la subbase, como se presenta a continuación:

$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1} \quad (F.15)$$

$$SN^*_1 = a_1 D_1^* \geq SN_1 \quad (F.16)$$

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2} \quad (F.17)$$

$$SN^*_2 = a_2 D_2^* > (SN_2 - SN^*_1) \quad (F.18)$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2 \quad (F.19)$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3} \quad (F.20)$$

Donde:

- $D_1^*$ : espesor de mezcla asfáltica redondeado
- $a_1$ : coeficiente estructural de la capa 1 (mezcla asfáltica)
- $SN_1$ : SN requerido para proteger la BG
- $SN^*_1$ : SN requerido para proteger la BG, utilizando el espesor  $D_1^*$
- $SN_2$ : SN requerido para proteger la SB
- $a_2$ : coeficiente estructural de la capa 2 (BG)
- $m_2$ : coeficiente de drenaje para la capa 2
- $D_2$ : espesor de BG requerido
- $D_2^*$ : espesor de BG redondeado
- $SN^*_2$ : SN aportado por la BG, considerando el espesor de  $D_2^*$
- $SN_3$ : SN total requerido para proteger a la subrasante (SR)
- $a_3$ : coeficiente estructural de la capa 3 (SB)
- $m_3$ : coeficiente de drenaje para la capa 3 (SB)
- $D_3^*$ : espesor de la SB redondeado

Se recomienda que los espesores estimados se redondeen a la media pulgada superior en caso de utilizar unidades inglesas o **al centímetro superior en caso de utilizar unidades SI**. En la Tabla 208.1 Espesores mínimos recomendados, se presentan los espesores mínimos sugeridos, su uso aplicado a capas asfálticas sobre bases granulares sin tratar.

**Tabla 208.1.** Espesores mínimos recomendados

<b>Tráfico, ESAL's</b>	<b>Concreto asfáltico en cm</b>	<b>Base granular en cm</b>
Menos de 50,000	2,5 (1,0 pulg) o tratamiento superficial	10,0 (4 pulg)
50,001 – 150,000	5,0 (2,0 pulg)	10,0 (4 pulg)
150,001 – 500,000	6,5 (2,5 pulg)	10,0 (4 pulg)
500,001 – 2,000,000	7,5 (3,0 pulg)	15 (6 pulg)
2,000,001 – 7,000,000	9,0 (3,5 pulg)	15 (6 pulg)
Mayor que 7,000,000	10 (4,0 pulg)	15 (6 pulg)

Fuente: (AASHTO, 1993)

Para seleccionar los espesores adecuados debe considerarse además, los métodos constructivos y el proceso de compactación. Por razones de compactación el espesor mínimo de la capa asfáltica debe ser de al **menos tres veces el tamaño máximo del agregado**.

Hasta este apartado se han abordado los diferentes criterios que pueden utilizarse para generar un estructura de pavimento preliminar, que servirá de base para las posteriores revisiones mecánicas empíricas. En apartados siguientes se abordarán conceptos necesarios para determinar las propiedades mecánicas de los materiales dentro del método de diseño mecánico empírico.

## **CAPÍTULO 3: Diseño de pavimentos Mecanístico Empírico**

---

### **Sección 301: Parámetros generales de diseño**

El diseño de pavimentos mecanístico empírico es una combinación de conceptos en donde se pretende aplicar conocimientos de la mecánica de materiales acordes a cada material, ya que cada uno de ellos poseen comportamientos que los caracterizan. Algunas variables por considerar son:

- Velocidad de operación y frecuencia de carga.
- Temperatura promedio máxima de la mezcla asfáltica.
- Estado de esfuerzos de los materiales granulares y suelos.
- Reducción de capacidad de soporte por factores climáticos como precipitación y temperatura.

Con estas propiedades mecánicas estimadas a partir de ensayos de laboratorio, es posible conocer con bastante precisión el módulo resiliente de los materiales. Si los módulos estimados son válidos es posible realizar un análisis de pavimentos, considerando la carga del pavimento.

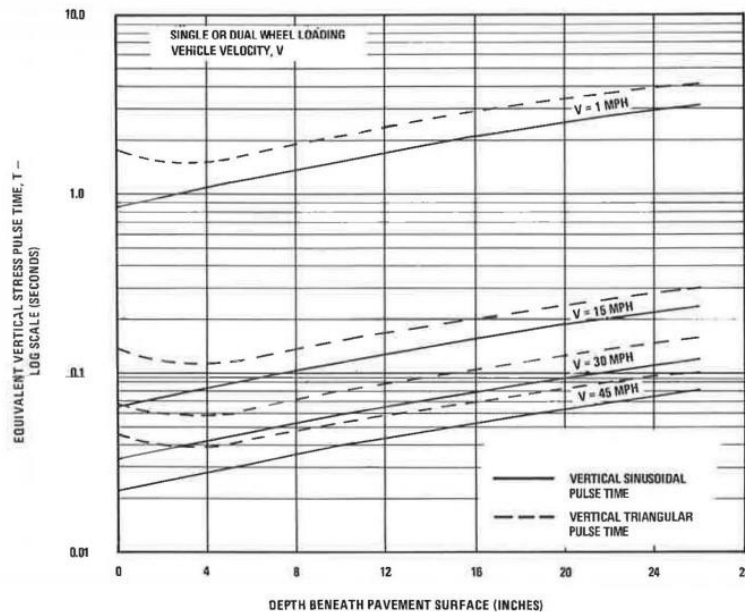
Aplicando, conceptos de acumulación de daño como la ley de Miner, que se explicará en posteriores capítulos, es posible estimar como se consume la vida útil del proyecto, año a año, realizando las estimaciones de los deterioros que se comentaron al inicio de la guía. Posteriormente se incorpora la variable de confiabilidad para obtener los valores finales de cada deterioro y se verifican los umbrales que se indicaron en la Tabla 102.3 Criterios de desempeño para porcentaje de área agrietada (a la confiabilidad asociada), Tabla 102.4 Criterios de desempeño para grietas longitudinales en el carril de diseño (a la confiabilidad asociada) y Tabla 102.5 Criterios de desempeño ahuellamiento total acumulado (a la confiabilidad asociada).

### **Sección 302: Frecuencia de carga**

La mezcla asfáltica es un material que para simplificar su comportamiento se modela como un material viscoelástico, esto quiere decir que sus propiedades se encuentran definidas por una componente viscosa y otra elástica. Esto hace que el material varíe su comportamiento en función de dos variables principalmente. La velocidad de operación en el proyecto (asociado al pulso de carga) y la temperatura de la mezcla.



La duración del pulso de carga depende del tipo de carga que se asuma (sinusoidal o triangular), de la velocidad del tránsito esperado y la profundidad de la carpeta asfáltica. En la Figura 302.1 se presenta el gráfico que correlaciona el tipo de carga, la profundidad, la velocidad del vehículo y la duración del pulso de carga. La frecuencia (f) de carga se obtiene como el inverso del tiempo de carga, en unidades de Hertz (Hz).



**Figura 302.1.** Tiempo de pulsación equivalente del esfuerzo vertical según la velocidad del vehículo y la profundidad (Gráfico de Barksdale).

Fuente: (National Cooperative Highway Research Program, 2004).

De forma alternativa al gráfico de la Figura 302.1 se tiene la ecuación (F.21, de igual forma propuesta por Richard Barksdale en 1971 para correlacionar la velocidad de tránsito con la frecuencia de carga.

$$\log(t) = -0,95 * \log(v) + 0,0207 * h - 0,087 \quad (F.21)$$

Donde:

T: duración del pulso de carga en segundos.

V: velocidad de operación en el proyecto en millas por hora.

h= profundidad de interés, pulgadas.

A partir de la ecuación anterior se determina la frecuencia de carga con la relación:

$$f = \frac{1}{t} \quad (\text{F.22})$$

Donde:

f= frecuencia de carga en Hz.

t= duración del pulso de carga en segundos.

La frecuencia de carga permitirá estimar de forma precisa el módulo de la mezcla asfáltica, a partir del ensayo **AASHTO T 342, Módulo dinámico en mezclas asfálticas**.

### **Sección 303:** Factor de reducción ambiental

Los materiales finos asociados a la subrasante pueden presentar una alta susceptibilidad a variar su comportamiento mecánico en función del contenido de agua presente. Es por este motivo que variables como la precipitación y temperatura de la zona del proyecto condicionarán el comportamiento específico de este material.

El factor de reducción ambiental (FU) (Cary y Zapata, 2010) es un valor que relaciona el valor de módulo resiliente de la subrasante a humedad óptima, respecto al valor esperado en el proyecto para un mes o período predeterminado. Para estimarlo es necesario contar con los siguientes valores:

- Precipitación mensual histórica en la zona del proyecto, se recomienda un histórico de al menos 10 años.
- Temperatura promedio mensual en la zona del proyecto, se recomienda un histórico de al menos 10 años.

Con estos datos es posible estimar el índice de Thornthwaite (TMI), el cual brinda una escala para poder clasificar cada zona con base a qué tan propenso es a retener humedad (ver *Tabla 303.1*).

**Tabla 303.1.** Escala de clasificación de zonas por TMI

<b>Tipo de clima</b>	<b>Índice TMI</b>
Perhúmedo	>100
Húmedo	80-100
Húmedo	60-80
Húmedo	40-60

Húmedo	20-40
Sub-húmedo a húmedo	0-20
Seco a sub-húmedo	-20 - 0
Semiárido	-40 - -20
Árido	-60 - -40

En las siguientes líneas se brinda el procedimiento para estimar el TMI (ver Anexo B) con la precipitación y temperatura, y la forma de utilizar este indicador, para estimar la saturación en función del tipo de suelo utilizando las curvas características suelo-agua SWCC (*soil water characteristic curves*), la cuales brindan información sobre cómo varía el módulo de resiliencia del suelo con la humedad estimada, publicado por Cary y Zapata (2010). En la ecuación (F.23 se muestra la relación entre el factor de reducción ambiental y el módulo a humedad óptima,

$$FU = \frac{Mr_i}{Mr_{opt}} \quad (F.23)$$

Donde:

$Mr_i$ : Módulo afectado por humedad para el *i*ésimo mes.

$Mr_{opt}$ : Módulo resiliente bajo condiciones de humedad óptima.

FU: Factor de reducción ambiental.

### **303.01:**      Evapotranspiración

Para la evapotranspiración se debe contar con datos de precipitación por mes (mm) y de temperatura mensual (°C). Con estos datos se calcula el índice de calor mensual utilizando la ecuación (F.24).

$$h_i = (0.2t_i)^{1.514} \quad (F.24)$$

Donde:

$h_i$ : Índice de calor para el *i*ésimo mes.

$t_i$ : Temperatura mensual promedio en °C.

El índice de calor anual para el año “y” ( $H_y$ ) se calcula a partir de la ecuación (F.25):

$$H_y = \sum_{i=1}^{12} h_i \quad (\text{F.25})$$

Además, con el índice de calor anual y la ecuación (F.26) se calcula la constante “a”.

$$a = 6.75 \times 10^{-7} (H_y^3) + 7.71 \times 10^{-5} (H_y^2) + 0.017921 (H_y) + 0.49239 \quad (\text{F.26})$$

La evapotranspiración potencial no ajustada para el iésimo mes ( $PE_i$ ) se calcula a partir de la ecuación (F.27).

$$PE_i = 16 \left( \frac{10t_i}{H_y} \right)^a \quad (\text{F.27})$$

Donde:

$H_y$ : Índice de calor anual.

$t_i$ : Temperatura mensual promedio en °C.

El valor de  $PE_i$  obtenido de la ecuación (F.27) representa la evapotranspiración potencial en mm de agua por mes durante un mes de 30 días, con días de 12 horas por día. El  $PE_i$  se ajusta según la latitud y el mes del año con la ecuación (F.28).

$$PE_i' = PE_i \frac{D_i N_i}{30} \quad (\text{F.28})$$

Donde:

$PE_i$ : Potencial de evaporación ajustado.

$D_i$ : Corrección de longitud del día basado en la latitud (ver *Tabla 303.2* y

*Tabla 303.3*).

$N_i$ : Número de días en el mes.

**Tabla 303.2.** Factor de corrección de longitud del día para la latitud norte

Latitud Norte												
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
0	1,04	0,94	1,04	1,01	1,04	1,01	1,04	1,04	1,01	1,04	1,01	1,04
5	1,02	0,93	1,03	1,02	1,06	1,03	1,06	1,05	1,01	1,03	0,99	1,02
<b>10</b>	<b>1,00</b>	<b>0,91</b>	<b>1,03</b>	<b>1,03</b>	<b>1,08</b>	<b>1,06</b>	<b>1,08</b>	<b>1,07</b>	<b>1,02</b>	<b>1,02</b>	<b>0,98</b>	<b>0,99</b>
15	0,97	0,91	1,03	1,04	1,11	1,08	1,12	1,08	1,02	1,01	0,95	0,97
20	0,95	0,90	1,03	1,05	1,13	1,11	1,14	1,11	1,02	1,00	0,93	0,94
25	0,93	0,89	1,03	1,06	1,15	1,14	1,17	1,12	1,02	0,99	0,91	0,91
26	0,92	0,88	1,03	1,06	1,15	1,15	1,17	1,12	1,02	0,99	0,91	0,91
27	0,92	0,88	1,03	1,07	1,16	1,15	1,18	1,13	1,02	0,99	0,90	0,90
28	0,91	0,88	1,03	1,07	1,16	1,16	1,18	1,13	1,02	0,98	0,90	0,90
29	0,91	0,87	1,03	1,07	1,17	1,16	1,19	1,13	1,03	0,98	0,90	0,89
30	0,90	0,87	1,03	1,08	1,18	1,17	1,20	1,14	1,03	0,98	0,89	0,88
31	0,90	0,87	1,03	1,08	1,18	1,18	1,20	1,14	1,03	0,98	0,89	0,88
32	0,89	0,86	1,03	1,08	1,19	1,19	1,21	1,15	1,03	0,98	0,88	0,87
33	0,88	0,86	1,03	1,09	1,19	1,20	1,22	1,15	1,03	0,97	0,88	0,86
34	0,88	0,85	1,03	1,09	1,20	1,20	1,22	1,16	1,03	0,97	0,87	0,86
35	0,87	0,85	1,03	1,09	1,21	1,21	1,23	1,16	1,03	0,97	0,86	0,85
36	0,87	0,85	1,03	1,10	1,21	1,22	1,24	1,16	1,03	0,97	0,86	0,84
37	0,86	0,84	1,03	1,10	1,22	1,23	1,25	1,17	1,04	0,97	0,85	0,83
38	0,85	0,84	1,03	1,10	1,23	1,24	1,25	1,17	1,04	0,96	0,84	0,83
39	0,85	0,84	1,03	1,11	1,23	1,24	1,26	1,18	1,04	0,96	0,84	0,82
40	0,84	0,83	1,03	1,11	1,24	1,25	1,27	1,18	1,04	0,96	0,83	0,81
41	0,83	0,83	1,03	1,11	1,25	1,26	1,27	1,19	1,04	0,96	0,82	0,80
42	0,82	0,83	1,03	1,12	1,26	1,27	1,28	1,19	1,04	0,95	0,82	0,79
43	0,81	0,82	1,02	1,12	1,26	1,28	1,29	1,20	1,04	0,95	0,81	0,77
44	0,81	0,82	1,02	1,13	1,27	1,29	1,30	1,20	1,04	0,95	0,80	0,76
45	0,80	0,81	1,02	1,13	1,28	1,29	1,31	1,21	1,04	0,94	0,79	0,75
46	0,79	0,81	1,02	1,13	1,29	1,31	1,32	1,22	1,04	0,94	0,79	0,74
47	0,77	0,80	1,02	1,14	1,30	1,32	1,33	1,22	1,04	0,93	0,78	0,73
48	0,76	0,80	1,02	1,14	1,31	1,33	1,34	1,23	1,05	0,93	0,77	0,72
49	0,75	0,79	1,02	1,14	1,32	1,34	1,35	1,24	1,05	0,93	0,76	0,71
50	0,74	0,78	1,02	1,15	1,33	1,36	1,37	1,25	1,06	0,92	0,73	0,70

**Tabla 303.3.** Factor de corrección de longitud del día para la latitud sur

Latitud Sur	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio		Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
5	1,06	0,95	1,04	1,00	1,02	0,99	1,02		1,03	1,00	1,05	1,03	1,06

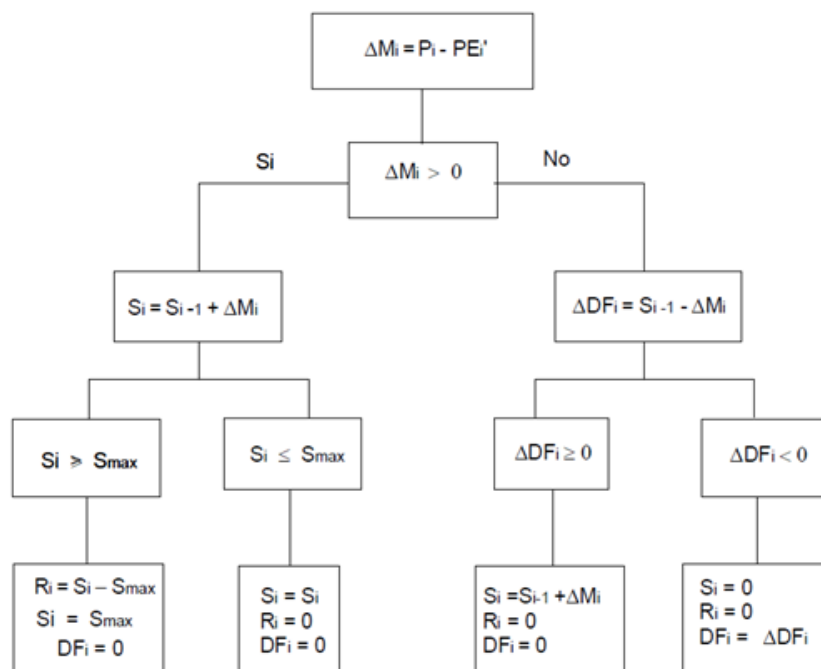
10	1,08	0,97	1,05	0,99	1,01	0,96	1,00		1,01	1,00	1,06	1,05	1,10
15	1,12	0,98	1,05	0,98	0,98	0,94	0,97		1,00	1,00	1,07	1,07	1,12
20	1,14	1,00	1,05	0,97	0,96	0,91	0,95		0,99	1,00	1,08	1,09	1,15
25	1,17	1,01	1,05	0,96	0,94	0,88	0,93		0,98	1,00	1,10	1,11	1,18
30	1,20	1,03	1,06	0,95	0,92	0,85	0,90		0,96	1,00	1,12	1,14	1,21
35	1,23	1,04	1,06	0,94	0,89	0,82	0,87		0,94	1,00	1,13	1,17	1,25
40	1,27	1,06	1,07	0,93	0,86	0,78	0,84		0,92	1,00	1,15	1,20	1,29
42	1,28	1,07	1,07	0,92	0,85	0,76	0,82		0,92	1,00	1,16	1,22	1,31
44	1,30	1,08	1,07	0,92	0,83	0,74	0,81		0,91	0,99	1,17	1,23	1,33
46	1,32	1,10	1,07	0,91	0,82	0,72	0,79		0,90	0,99	1,17	1,25	1,35
48	1,34	1,11	1,08	0,90	0,80	0,70	0,76		0,89	0,99	1,18	1,27	1,37
50	1,37	1,12	1,08	0,89	0,77	0,67	0,74		0,88	0,99	1,19	1,29	1,41

Con la evapotranspiración corregida se procede a calcular el balance de humedad.

### 303.02: Balance de humedad

Los siguientes pasos se usan para calcular el balance de humedad usando valores de “*PE*” mensuales.

- Extraer la precipitación mensual ( $P_i$ ) de los registros climáticos.
- Estimar el almacenamiento de agua inicial y máximo correspondiente al perfil de suelo en la región. El almacenamiento es la capacidad de retención del perfil del suelo en mm de agua. El almacenamiento inicial ( $S_o$ ) depende de la condición previa de humedad y el almacenamiento máximo ( $S_{max}$ ) depende del tipo de suelo.
- Para cada mes, realizar un balance de humedad mensual para obtener  $R$  y  $DF$  usando el diagrama de flujo en la Figura 303.1.



**Figura 303.1.** Diagrama de flujo del balance de humedad

Con el balance de humedad completo y con la ecuación (F.29) se procede a calcular  $TMI_i$ .

$$TMI_i = \frac{100(R_i) - 60(DF_i)}{PE_i} \quad (F.29)$$

Donde:

$R_i$ : Escorrentía en mm de agua para el mes  $i$ .

$DF_i$ : Déficit en mm de agua para el mes  $i$ .

$PE_i$ : Potencial de evapotranspiración en mm de agua para el mes  $i$ .

Para estandarizar mediciones considerar un  $S_{max} = 200$  mm (ver Anexo C).

### 303.03: Caso 1: Subrasante fina (Suelos)

Para iniciar las estimaciones se debe introducir el valor del porcentaje pasando la malla 200 en el análisis granulométrico ( $P_{200}$ ) y el índice plástico (PI). Con estos valores y con la ecuación (F.30) se calcula el wPI

$$wPI = \frac{P_{200} * PI}{100} \quad (F.30)$$

Para calcular la succión mensual se necesita encontrar los factores  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  y  $\delta$  que provienen de la Tabla 303.4 Constantes de regresión para el Modelo TM1-P200/wPI. Si el valor de  $P_{200}$  o wPI de un suelo se encuentra entre dos de las curvas definidas, el valor de succión debe obtenerse interpolando entre las curvas superior e inferior al valor conocido.

Para interpolar se sigue el siguiente algoritmo:

- 1) Si  $P_{200} < 10$  se usan los valores de la fila 1.
- 2) Si  $wPI < 0.5$  se interpola con  $P_{200}=10$  y  $P_{200}=50$  de las filas 1 y 2.
- 3) Si  $0.5 < wPI < 5$  se interpola con wPI entre las filas 2 y 3.
- 4) Si  $5 < wPI < 10$  se interpola con wPI entre las filas 3 y 4.
- 5) Si  $10 < wPI < 20$  se interpola con wPI entre las filas 4 y 5.
- 6) Si  $20 < wPI < 50$  se interpola con wPI entre las filas 5 y 6.
- 7) Si  $wPI > 50$  se usan los valores de la fila 6.

**Tabla 303.4.** Constantes de regresión para el Modelo TM1-P200/wPI

Fila	$P_{200}$ o wPI	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$	$R^2$
1	$P_{200}=10$	0,30	419,07	133,45	15,00	>0,99
2	$P_{200}=50/wPI=0.5$ o menos	0,30	521,50	137,30	16,00	>0,99
3	wPI=5	0,30	663,50	142,50	17,50	>0,99
4	wPI=10	0,30	801,00	147,60	25,00	>0,99
5	wPI=20	0,30	975,00	152,50	32,00	>0,99
6	wPI=50	0,30	1171,20	157,50	27,80	>0,99

Con los valores  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  y  $\delta$  y la ecuación (F.31) se calcula la succión mensual.

$$h = \alpha \left[ e^{\left[ \frac{\beta}{TM1+\gamma} \right]} + \delta \right] \quad (F.31)$$

Por otro lado, para calcular la saturación se necesita encontrar los factores  $a_f$ ,  $b_f$ ,  $c_f$ , y  $h_f$  que dependen del tipo de suelo, para el caso de la subrasante se considera un suelo plástico sin consolidar; para este los factores se calculan con las ecuaciones (F.32), (F.33), (F.34) y (F.35).

$$a_f = \frac{0,00364(wPI)^{3,35} + 4(wPI) + 11}{6,895}, \text{ psi} \quad (F.32)$$

$$\frac{b_f}{c_f} = -2,313(wPI)^{0,14} + 5 \quad (F.33)$$



$$c_f = 0,0514(wPI)^{0,14} + 0,5 \quad (F.34)$$

$$\frac{h_r}{a_f} = 32,44e^{0,0186(wPI)} \quad (F.35)$$

Con los factores encontrados y la ecuación (F.36) se calcula la saturación mensual.

$$\theta_w = \left[ 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{h}{h_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1,45 \times 10^5}{h_r}\right)} \right] * \left[ \frac{\theta_{sat}}{\left[ \ln\left[ e(1) + \left(\frac{h}{a_f}\right)^{bf} \right] \right]^{cf}} \right] \quad (F.36)$$

Donde:

h: es la succión mensual.

$\theta_s$ : 1 (100% de saturación).

Después se procede calcular la saturación óptima con la ecuación (F.37).

$$S_{opt} = 6,752 \cdot (P_{200} \cdot PI)^{0,147} + 78 \quad (F.37)$$

Finalmente, para calcular el valor de FU (factor de reducción ambiental) se utiliza el modelo propuesto por Cary y Zapata (Cary & Zapata, 2010) que se describe en la ecuación (F.38).

$$F_{U-STD} = 10 \left[ m \cdot \left( (\alpha + \beta \cdot e^{-wPI})^{-1} + \frac{(\delta + \gamma \cdot wPI^{0,5}) - (\alpha + \beta \cdot e^{-wPI})^{-1}}{\left( \ln\left( \frac{-(\delta + \gamma \cdot wPI^{0,5})}{(\alpha + \beta \cdot e^{-wPI})^{-1}} \right) + (\rho + \omega \cdot e^{-wPI})^{0,5} \cdot \left( \frac{S - S_{opt}}{100} \right) \right)} \right) \right] \quad (F.38)$$

Donde:

$$\alpha = -0,600$$

$$\beta = -1,87194$$

$$\delta = 0,800$$

$$\gamma = 0,080$$

$$\rho = 11,96518$$

$$\omega = -10,19111$$

$$m = 1,002$$

S: Saturación mensual calculada con la ecuación (F.36)

S<sub>opt</sub>: Saturación óptima calculada con la ecuación (F.37)

### 303.04: Caso 2: Subrasante granular (Arenas)

Se deben introducir los valores del porcentaje pasando la malla 200 en el análisis granulométrico (P200), del índice plástico (PI) y D60. Con estos valores y con la ecuación (F.30) se calcula el wPI.

Para calcular la succión mensual se necesita encontrar los factores  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  y  $\delta$  que provienen de la Tabla 303.5 Constantes de regresión para el Modelo TM1-P200. Si el valor de  $P_{200}$  de un suelo se encuentra entre dos de las curvas definidas, el valor de succión debe obtenerse interpolando entre las curvas superior e inferior al valor conocido.

**Tabla 303.5.** Constantes de regresión para el Modelo TM1-P200

$P_{200}$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$R^2$
2	3,649	3,338	-0,05046	>0,99
4	4,196	2,741	-0,03824	>0,99
6	5,285	3,473	-0,04004	>0,99
8	6,877	4,402	-0,03726	>0,99
10	8,621	5,379	-0,03836	>0,99
12	12,18	6,646	-0,04688	>0,99
14	15,59	7,599	-0,04904	>0,99
16	20,202	8,15	-0,05164	>0,99

Con los valores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  y la ecuación (F.39) se calcula la succión.

$$h_m = \alpha + e^{[\beta + \gamma(TMI + 101)]} \quad (F.39)$$

Para calcular la saturación se necesita encontrar los factores  $a_f$ ,  $b_f$ ,  $c_f$ , y  $h_f$  que dependen del tipo de suelo, para el caso de las bases granulares se supone un suelo granular; para el cual, los factores se calculan con las ecuaciones (F.40), (F.41), (F.42), (F.43).

$$a_f = \frac{0,8627(D_{60})^{-0,751}}{6,895}, \text{ psi} \quad (F.40)$$

$$\bar{b}_f = 7,5 \quad (F.41)$$

$$c_f = 0,1772 \ln(D_{60}) + 0,7734 \quad (F.42)$$

$$\frac{h_r}{a_f} = \frac{1}{D_{60} + 9,7e^{-4}} \quad (\text{F.43})$$

Con los factores encontrados y la ecuación (F.36) se calcula la saturación mensual.

Con la ecuación (F.39) se calcula la succión y con la ecuación (F.37) se calcula la saturación óptima.

Finalmente, con la ecuación (F.38) se calcula el FU para cada mes. Este valor permite ponderar el valor de módulo resiliente de la subrasante considerando la precipitación, temperatura y tipo de suelo. En el Anexo B, se muestra un ejemplo de cálculo.

#### **Sección 304:** Propiedades mecánicas para el diseño mecanístico empírico

Las propiedades básicas de los materiales se encuentran especificados en el CR-2020 o su versión vigente (MOPT, 2020), por lo tanto, al iniciar un proyecto se debe realizar una caracterización básica de los materiales por utilizar. En la Tabla 304.1 Valores de CBR mínimos especificados por el CR-2020, se muestran los valores mínimos recomendados por el CR-2020 en cuanto a capacidad de soporte (CBR), para los materiales de base y subbase.

Tabla 304.1. Valores de CBR mínimos especificados por el CR-2020

Capa del pavimento	Valor de CBR mínimo a cumplir
Base	80
Subbase	30

Fuente: (MOPT, 2020)

El diseño de la mezcla debe realizarse de acuerdo con los lineamientos del CR-2020. Según la categoría de análisis, se recomienda utilizar una metodología adecuada para realizar los diseños de mezcla (Marshall o Superpave), con la finalidad de mejorar el desempeño de esta conforme la demanda es mayor (ver Tabla 304.2 Diseños de mezcla recomendados según categoría de análisis).

**Tabla 304.2.** Diseños de mezcla recomendados según categoría de análisis

Categoría de análisis	Tipo según CR-2020 Sección 401 y 402
Categoría 3	Tipo B
Categoría 2	Tipo B, C, D
Categoría 1	Tipo C y/o D

**\*Se podría utilizar mezclas de uso especial a criterio de la Administración.**

### **304.01:**      Generalidades

Las propiedades mecánicas de los materiales pueden obtenerse de distintas formas según el nivel de análisis. Para niveles de análisis más rigurosos, las propiedades de cada uno de los materiales deben obtenerse con pruebas de laboratorio específicas para cada material. Entre menor es el nivel de análisis se admite modelos genéricos para cada material o correlaciones empíricas. Las tres categorías de análisis son:

**Categoría 3:** en esta categoría se permite el uso de procedimientos más sencillos. Las propiedades de los materiales granulares y suelos, se obtienen por medio de correlaciones con otros parámetros como, por ejemplo, CBR de laboratorio. El módulo dinámico de la mezcla asfáltica se obtiene con ensayos de laboratorio sencillos o modelos matemáticos.

**Categoría 2:** en esta categoría el nivel de confianza es intermedio. Para la estimación de las propiedades de los materiales que componen la estructura se utilizan modelos constitutivos para diferentes materiales de Costa Rica, producto de múltiples proyectos de investigación, estos modelos se calibraron con materiales y condiciones específicas para Costa Rica (ver Anexo A) Para la mezcla asfáltica se recomienda realizar el ensayo de módulo dinámico para obtener la curva maestra del material.

**Categoría 1:** mayor confiabilidad posible. Las propiedades mecánicas se obtienen de ensayos de laboratorio realizados a los materiales a utilizar en el proyecto, mediante ensayos específicos y de mayor detalle, como: módulos resilientes ( $M_R$ ) de materiales granulares y suelos, módulos dinámicos.

Los procedimientos para obtener los módulos de los materiales asociados a cada nivel de análisis se presentan en la Tabla 304.3 Obtención de los módulos de los materiales según el nivel de análisis.

**Tabla 304.3.** Obtención de los módulos de los materiales según el nivel de análisis

<b>Categoría de análisis</b>	<b>Obtención de módulos</b>
<b>Categoría 3</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Correlaciones empíricas del módulo resiliente de los materiales granulares y suelos.</li> </ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Módulo resiliente a la tensión diametral indirecta (3 temperaturas como mínimo), ensayo AASHTO TP 31 o ASTM D7369.</li> <li>• Curva maestra característica por tamaño máximo nominal (TMN), ensayo AASHTO T 342.</li> </ul>
<b>Categoría 2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Base de datos de ecuaciones constitutivas de materiales granulares (Anexo A.1).</li> <li>• Base de datos de ecuaciones constitutivas de suelos (Anexo A.2).</li> <li>• Módulo dinámico para mezcla asfáltica del proyecto (curvas maestras), ensayo AASHTO T 342.</li> </ul>
<b>Categoría 1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ensayo de módulo resiliente para materiales granulares y suelos propios del proyecto, ensayo AASHTO T 307</li> <li>• Módulo dinámico para mezcla asfáltica del proyecto (curvas maestras), ensayo AASHTO T 342.</li> </ul>

### 304.02: Ajuste por temperatura del módulo de la mezcla asfáltica

La mezcla asfáltica es un material viscoelástico, por lo que sus propiedades dependen de la velocidad del tránsito y la temperatura como se mencionó previamente. El módulo de la mezcla asfáltica debe considerar la temperatura a la que estará expuesto el pavimento. La curva maestra obtenida a partir del ensayo de módulo dinámico para mezcla asfáltica (AASHTO T 342), permite estimar el valor de módulo para una temperatura de interés, por lo tanto, es indispensable conocer o estimar la temperatura a la que estará sometido el pavimento asfáltico en el sitio del proyecto.

A continuación, se presentan algunos modelos para determinar la temperatura de la carpeta asfáltica a partir de condiciones externas, como la temperatura promedio mensual.

• SHRP: 
$$T_{sup} = (T_{aire} - 0,00618 * Lat^2 + 0,2289 * Lat + 24,4) * 1,8 + 32 \quad (F.44)$$

$$T_{pav} = T_{sup}(1 - 0,063 * d + 0,007 * d^2 - 0,0004 * d^3) \quad (F.45)$$

• LTPP: 
$$T_{MAC} = 54,32 + 0,78 * T_{aire} - 0,0025 * Lat^2 - 15,14 * \log_{10}(h + 25) \quad (F.46)$$

• Instituto del Asfalto:

$$T_{pav} = (T_{aire} * 1,8 + 32) \left[ 1 + \frac{1}{(d + 4)} \right] - \frac{34}{(d + 4)} + 6 \quad (F.47)$$

Donde:

$T_{pav}$ : Temperatura del pavimento en °F.

$T_{sup}$ : Temperatura superficial del pavimento en °F.

$T_{aire}$ : Temperatura promedio del aire en °C.

Lat: Latitud de la zona en grados decimales.

d: Profundidad en la mezcla asfáltica en pulgadas (in), se recomienda que se estime a profundidad media.

$T_{MAC}$ : Temperatura del pavimento en °C.

h: Profundidad en la mezcla asfáltica en pulgadas (mm).

### **304.03:** Mezcla asfáltica en caliente (MAC)

En las siguientes líneas se muestra en detalle cómo estimar el módulo resiliente de la mezcla asfáltica considerando la velocidad de operación del proyecto y temperatura de la zona en función de la categoría de análisis.

### **Categoría de análisis 3**

En la categoría de análisis 3, el dato de entrada del módulo de la mezcla asfáltica puede obtenerse por dos métodos.

#### Módulo resiliente a la tensión diametral indirecta

El ensayo ASTM D7369 o AASHTO TP 31– 11 *Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension Test*, contiene los procedimientos para la preparación y ensayo de muestras de material bituminoso, que permiten obtener los valores de módulo resiliente, a partir del ensayo de tensión indirecta con cargas repetidas. Se recomienda especificar las temperaturas, según la temperatura de interés para la mezcla asfáltica.

#### Curva maestra característica según el tamaño máximo nominal (TMN)

En este nivel de análisis podrían utilizarse curvas maestras predefinidas en función del TMN, porcentaje de asfalto y tipo de ligante, para poder contar con información básica adecuada que permita considerar el efecto de la temperatura y frecuencia de carga en el proyecto.

## Categoría de análisis 2 y 1

Para la categoría de análisis 1 y 2 se debe construir la curva maestra para la mezcla asfáltica a utilizar en el proyecto, con el objetivo de estimar el módulo dinámico del material. Se utilizan principios de superposición tiempo de carga-temperatura, que consiste en realizar el ensayo de módulo dinámico a distintas temperaturas y frecuencias de carga. Los datos de las distintas temperaturas se unen a los de una temperatura de referencia de 70°F (21°C), para ello se utilizan factores de ajuste que desplazan los puntos horizontalmente con respecto al tiempo de carga, generando una única curva suavizada.

A esta curva suavizada se le conoce como la curva maestra del módulo dinámico y puede ser representada como una ecuación sigmoideal de ajuste no lineal:

$$\text{Log}(E^*) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \log(f_r)}} \quad (\text{F.48})$$

Donde:

$E^*$ : Módulo dinámico (psi).

$f_r$ : Frecuencia de carga a la temperatura de referencia (s).

$\delta, \alpha$ : Parámetros de ajuste. Para datos dados  $\delta$  representa el valor mínimo de  $E^*$  y  $\delta + \alpha$  representa el valor máximo de  $E^*$ .

$\beta, \gamma$ : Parámetros que describen la forma de la función sigmoideal.

Los parámetros de ajuste  $\delta$  y  $\alpha$  dependen de la granulometría de los agregados, el contenido de asfalto y el porcentaje de vacíos. Los parámetros  $\beta$  y  $\gamma$  dependen del tipo de ligante asfáltico y de los parámetros  $\delta$  y  $\alpha$ .

El procedimiento de laboratorio se realiza con la preparación de especímenes de acuerdo con la norma ASTM D 3496 “*Practice for Preparation of Bituminous Specimens for Dynamic Modulus Testing*” y el ensayo según la Norma ASTM D3497 “*Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures*”.

El ensayo de laboratorio debe realizarse a 5 temperaturas y cada una de estas temperaturas debe ser evaluada a 5 frecuencias de carga. Las temperaturas ensayadas son 10, 40, 70, 100 y 130 °F, y las frecuencias a 0,1, 1, 5, 10, 25 Hz.

La caracterización del ligante asfáltico se realiza con la prueba de laboratorio AASHTO T130, obteniendo los valores del módulo complejo de corte ( $G^*$ ) y el ángulo de fase ( $\delta$ ) a diferentes temperaturas.

Para la construcción de la curva maestra se recomienda utilizar el software IMoDin (Interfaz gráfica de cálculo del Módulo Dinámico) [software]. [San José: LanammeUCR], que requiere como entrada los resultados de los ensayos de laboratorio. Esta interfaz utiliza como datos de entrada las temperaturas, las frecuencias de carga, los ángulos de fase del ensayo de módulo dinámico.

Con los datos ingresados, IMoDin construye la curva maestra que permite obtener el módulo dinámico de la mezcla y el asfalto a cualquier temperatura y frecuencia de carga. El software IMoDin se encuentra disponible en la página web del LanammeUCR, (<https://www.lanamme.ucr.ac.cr/uiit/aplicaciones>) así como la documentación necesaria para su correcto uso.

#### **304.04:**      *Materiales granulares y suelos*

Para estimar el módulo resiliente para materiales granulares y suelos, en función de la categoría de análisis, se procederá de la siguiente manera:

#### **Categoría de análisis 3**

Para la categoría de análisis 3 se pueden utilizar las correlaciones entre procedimientos de pruebas estándar y las propiedades mecánicas de los materiales. Por ejemplo, se pueden utilizar correlaciones entre el módulo resiliente y la capacidad de soporte del suelo (*California Bearing Ratio* CBR), por lo tanto, es indispensable obtener el valor de CBR a partir del ensayo correspondiente de Laboratorio (AASHTO T193) y conocer el tipo de material. Las ecuaciones de correlación son empíricas y están ligadas a condiciones regionales o nacionales según el lugar donde se desarrollaron.

En la Tabla 304.4 Ecuaciones de correlación entre el CBR y el módulo resiliente, se presentan correlaciones comunes entre el módulo resiliente y el CBR. Se recomienda utilizar la ecuación correspondiente según: las condiciones del proyecto, los datos de entrada, materiales y otras recomendaciones sobre aplicabilidad de la ecuación. Estas ecuaciones



sirven de referencia y pueden sustituirse por otras correlaciones, si el ingeniero diseñador lo considera pertinente.

**Tabla 304.4.** Ecuaciones de correlación entre el CBR y el módulo resiliente

Referencia	Condiciones de la prueba	Condiciones de la prueba de $M_R$	Ecuación	Comentarios
<b>Heukelom &amp; Klomp (1962):</b>	$2 < \text{CBR} < 200$	Instrumento de compactación vibratoria (propagación de ondas)	$M_R (\text{psi}) = 1500 * \text{CBR}$	La ecuación provee mejores resultados con valores de <b>CBR &lt; 10%</b> . Recomendado para suelos de grano fino.
-	-	-	$M_R (\text{psi}) = 4326 * \ln(\text{CBR}) + 241$	Recomendado por AASHTO, para suelos granulares. <b>CBR &gt; 20%</b>
<b>U.S Army Corp of Engineers (Green &amp; Hall 1975)</b>	$2 < \text{CBR} < 200$	Instrumento de compactación vibratoria (propagación de ondas)	$M_R (\text{ksi}) = 5409 * \text{CBR}^{0,7111}$	-
<b>CSIR (Witczak et al. 1995)</b>	-	-	$M_R (\text{psi}) = 3000 * \text{CBR}^{0,65}$	South African Council on Scientific and Industrial Research equation <b>Para CBR de 7,2% a 20% según AASHTO93</b>
<b>Transport and Road Research Laboratory (TRRL 1987)</b>	-	-	$M_R (\text{psi}) = 2555 * \text{CBR}^{0,64}$	Utilizado para todos los tipos de suelo (NCHRP, 2004)

También pueden utilizarse las correlaciones de los nomogramas de AASHTO-93, que permiten determinar el  $M_R$  a partir del CBR. Estos nomogramas se presentan en la Sección 207, Figura 207.2 y Figura 207.4.

A continuación, en la Tabla 304.5 Valores típicos de módulo resiliente para materiales granulares y subrasantes (módulo al contenido óptimo de humedad), se muestran valores

comunes de módulos resiliente según el tipo de suelo. Estos valores pueden utilizarse como guía y evaluar los datos de salida de las ecuaciones de correlación.

**Tabla 304.5.** Valores típicos de módulo resiliente para materiales granulares y subrasantes (módulo al contenido óptimo de humedad)

<b>Clasificación del material</b>	<b>Rango de <math>M_R</math></b>			<b><math>M_R</math> típico</b>
A-1-a	38,500	-	42,000	40,000
A-1-b	35,500	-	40,000	38,000
A-2-4	28,000	-	37,500	32,000
A-2-5	24,000	-	33,000	28,000
A-2-6	21,500	-	31,000	26,000
A-2-7	21,500	-	28,000	24,000
A-3	24,500	-	35,500	29,000
A-4	21,500	-	29,000	24,000
A-5	17,000	-	25,500	20,000
A-6	13,500	-	24,000	17,000
A-7-5	8,000	-	17,500	12,000
A-7-6	5,000	-	13,500	8,000
CH	5,000	-	13,500	8,000
MH	8,000	-	17,500	11,500
CL	13,500	-	24,000	17,000
ML	17,000	-	25,500	20,000
SW	28,000	-	37,500	32,000
SP	24,000	-	33,000	28,000
SW-SC	21,500	-	31,000	25,500
SW-SM	24,000	-	33,000	28,000
SP-SC	21,500	-	31,000	25,500
SP-SM	24,000	-	33,000	28,000
SC	21,500	-	28,000	24,000
SM	28,000	-	37,500	32,000
GW	39,500	-	42,000	41,000
GP	35,500	-	40,000	38,000

Clasificación del material	Rango de $M_R$			$M_R$ típico
GW-GC	28,000	-	40,000	34,500
GW-GM	35,500	-	40,500	38,500
GP-GC	28,000	-	39,000	34,000
GP-GM	31,000	-	40,000	36,000
GC	24,000	-	375,000	31,000
GM	33,000	-	42,000	38,500

Fuente: (NCHRP, 2004)

Es importante aclarar que en este nivel de análisis no se realizaría una revisión de módulos resilientes por estado de esfuerzos, a menos que se incorporen módulos constitutivos para estos materiales.

## Categoría de análisis 2

Como resultado de proyectos de investigación por parte de la Universidad de Costa Rica, se han desarrollado modelos de predicción del módulo resiliente de materiales granulares de base, subbase y materiales finos de subrasantes (Anexo A). Estos modelos pueden utilizarse para determinar el módulo resiliente en la categoría de análisis 2, siempre y cuando las condiciones propias de cada proyecto coincidan con la de los modelos expuestos.

Cada modelo es determinado para un tipo de suelo específico, bajo condiciones de humedad y grado de compactación definidas. El modelo por utilizar en cada diseño debe ser el más similar al tipo de material y condiciones de humedad del proyecto.

Algunos modelos incorporan la variable  $\theta$  (invariante de esfuerzos), que representa la dependencia del módulo resiliente con el estado de esfuerzos del material. El  $\theta$  es el esfuerzo de deformación total, obtenido con la suma de todos los esfuerzos normales principales actuando en el centro de la capa analizada (ver ecuación (F.49)).

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (\text{F.49})$$

Donde:

$\sigma_1$ : Esfuerzo principal mayor.

$\sigma_2$ : Esfuerzo principal intermedio.

$\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.

El invariante de esfuerzos también puede ser calculado incluyendo el peso propio del material de la siguiente forma (Instituto Mexicano del Transporte, 2001).

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \gamma * z(1 + 2 * K_o) \quad (F.50)$$

Donde:

$\gamma$ : Peso volumétrico promedio.

$z$ : Profundidad a la cual se determina el módulo.

$K_o$ : Coeficiente de presión en reposo.

Otros modelos utilizan el  $\tau_{oct}$ , el cual se define como el esfuerzo cortante octaédrico y cuyo modelo se puede observar en la ecuación (F.51).

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (F.51)$$

La estimación de esfuerzos principales proviene de los resultados del análisis estructural previo, mediante modelaciones o estimación del estado de esfuerzos en puntos medios de la capa. Como se mencionó en líneas previas en el Anexo A, se presentan los modelos de predicción de módulo resiliente, por tipo de material (fino o grueso) y por clasificación SUCS y AASHTO.

### **Categoría de análisis 1**

En la categoría de análisis 1 el módulo resiliente debe obtenerse por medio de ensayos de laboratorio. Los métodos estándar recomendados para el ensayo del módulo resiliente son:

- NCHPRP 1-28 “*Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design*”
- AASHTO T307, “*Determining the Resilient Modulus of Soil and Aggregate Materials*”.
- AASHTO T294 “*Standard Method of Test for Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soil-SHP Protocol P46*”
- AASHTO T292 “*Interim Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase*”

Estas normas de laboratorio describen la preparación de los especímenes, el ensayo y la computarización de los resultados. Con los resultados del ensayo de laboratorio se obtiene un modelo que describe el comportamiento del módulo resiliente, según el estado de esfuerzos del material.

En el caso de materiales granulares y finos, los coeficientes y exponentes elásticos no lineales de los modelos son obtenidos de la regresión no lineal, de manera que se ajusten a los módulos de resiliencia generados en el laboratorio. Existen varios modelos que permiten realizar estas predicciones:

**Modelo  $k - \theta$ :** es el modelo recomendado para materiales granulares y estima el módulo resiliente a partir de los esfuerzos principales. El invariante de esfuerzos  $\theta$  es la suma de los esfuerzos principales que actúan en el espécimen. La relación en escala log-log del MR y  $\theta$  es lineal, por lo que los coeficientes de regresión pueden obtenerse con una regresión lineal, considerando la forma de las ecuaciones (F.52), (F.53) y (F.54); según el tipo de material.

$$M_R = k_1 \theta^{k_2} \quad (\text{F.52})$$

Donde:

$k_1, k_2$ : coeficientes de regresión.

$\theta$ : suma de esfuerzos principales ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ).

De igual forma el invariante de esfuerzos puede ser calculado incluyendo el peso propio con la ecuación (F.50).

**Modelo  $k - \sigma_d$ :** se utiliza para materiales cohesivos, depende únicamente del esfuerzo desviador aplicado ( $\sigma_d$ ):

$$M_R = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (\text{F.53})$$

Donde:

$\sigma_d$ : esfuerzo desviador aplicado.  $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$

$\sigma_1$ : Esfuerzo principal mayor.

$\sigma_3$ : Esfuerzo principal menor o esfuerzo de confinamiento.

**Modelo octaédrico:** considera el esfuerzo desviador y los esfuerzos de confinamiento. Las constantes se obtienen con un análisis de regresión múltiple de una secuencia de ensayos

dinámicos de módulo resiliente. Los valores de  $M_R$  se predicen utilizando la siguiente ecuación:

$$M_R = k_1 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{k_2} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa}\right)^{k_3} \quad (F.54)$$

Donde:

$M_R$ : Módulo resiliente.

$\sigma_2$ : Esfuerzo principal intermedio.

$\tau_{oct}$ : Esfuerzo cortante octaédrico.

$\tau_{oct} = \frac{1}{3} * \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$

$Pa$ : Presión atmosférica

$k_1, k_2, k_3$ : Constantes de la regresión.

1. Para suelos granulares  $k_3 = 0$ :

$$M_R = k_1 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{k_2} \quad (F.55)$$

2. Para suelos cohesivos  $k_2 = 0$ :

$$M_R = k_1 * Pa * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa}\right)^{k_3} \quad (F.56)$$

Se recomienda utilizar el siguiente modelo, el cual es una variante del modelo octaédrico y permite mejorar el nivel de ajuste (NCHRP, 2004)

$$M_R = k_1 * Pa * \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{k_2} * \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{k_3} \quad (F.57)$$

El coeficiente  $k_1$  debe ser positivo, dado que el  $M_R$  nunca es negativo. El coeficiente  $k_2$  siempre es positivo, ya que a medida que incrementa  $\theta$  se produce un aumento en la rigidez del material, que ocasiona un incremento del  $M_R$ . El coeficiente  $k_3$  es el exponente del esfuerzo cortante octaédrico. Al aumentar  $\tau_{oct}$  se produce un debilitamiento o ablandamiento del material, por lo que  $k_3$  debe ser negativo (NCHRP, 2004).

**304.05:** Notas adicionales para la subrasante

Según Keller & Sherar (2008), la subrasante corresponde al suelo existente de donde se erige la estructura de pavimento, por lo tanto, es la capa inferior de la estructura de pavimento. Es de suma importancia que la subrasante posea una capacidad estructural suficiente para el correcto funcionamiento de las demás capas.

Debido a que la subrasante se compone de un material ya existente en el sitio de construcción, esta se separa generalmente en dos grandes grupos, según el valor obtenido en la prueba de CBR (AASHTO T-193), mediante la cual se decide la capacidad funcional de dicha capa como parte de la estructura del pavimento.

Las clasificaciones posibles para la subrasante corresponden a las siguientes:

- CBR (AASHTO T-193) < 3%, subrasante inaceptable, realizar proceso de estabilización o sustitución.
- CBR (AASHTO T-193) > 3%, subrasante aceptable.
- CBR (AASHTO T-193) > 5%, subrasante deseable

Cabe recalcar que es de suma importancia que se caracterice adecuadamente el CBR (AASHTO T-193) de la subrasante a lo largo del sitio donde se construirá la estructura de pavimento, por lo tanto, se recomienda que como mínimo se sigan las siguientes recomendaciones para analizar preliminarmente el camino y realizar el diseño de este (ver Tabla 304.6 Cantidad de ensayos requeridos para caracterizar la subrasante).

**Tabla 304.6.** Cantidad de ensayos requeridos para caracterizar la subrasante

<b>Etapas del proyecto</b>	<b>Ensayo</b>	<b>Norma</b>	<b>Frecuencia mínima por kilómetro</b>	<b>Cantidad mínima por proyecto</b>
Análisis preliminar del camino	Calicatas para sondeo de espesores a al menos 2 metros de profundidad	-	3	4
	Cono de penetración dinámico (DCP)/CBR en sitio	ASTM D-6951,	10	1 cada 100 metros
	Porcentaje de humedad natural	-	3	4

Diseño de pavimento por proyecto o sección homogénea	CBR de laboratorio para diseño	AASHTO T-193	3	4
	Clasificación de suelos (SUCS y AASHTO)	ASTM D2487 AAHTO-M-145	3	4
	Límites de Atterberg	AASHTO T 89 AASHTO T 90	3	4
	Indicación de existencia de nivel de freático	-	3	4
	Porcentaje de humedad natural	-	3	4

Como complemento al análisis preliminar del proyecto se recomienda utilizar la metodología de diferencias acumuladas con los valores del DCP y/o SPT para identificar posibles tramos homogéneos, según el procedimiento descrito en el apéndice J de la guía de diseño de la AASHTO de 1993 y así segmentar el proyecto en posibles secciones que posean condiciones similares.

Después de analizar el camino de forma preliminar y definir si existe más de una sección homogénea se recomienda realizar de la misma forma una caracterización acorde con los ensayos y frecuencia de la Tabla 304.6 Cantidad de ensayos requeridos para caracterizar la subrasante.

Para definir el CBR (AASHTO T-193) característico del camino (diseño) se recomienda utilizar el percentil 16 de las mediciones consideradas, esto permite garantizar que el 84% de las medidas poseen un CBR mayor al valor de diseño seleccionado.

Es muy importante aclarar que en caso de que se detecte un material o suelo muy deficiente como arcillas expansivas, suelos colapsables o algún estrato que ponga en riesgo la integridad de la estructura (SUCS-AASHTO), el mismo deberá ser removido en su totalidad. De igual forma si algún ensayo brinda un valor de CBR menor al 3%, deberá realizarse una sustitución o mejoramiento.

En caso de contar con una subrasante con un CBR (AASHTO T-193) ubicado entre los valores de 2 % y 3 %, se recomienda que el espesor mínimo de sustitución sea de al menos 30 cm a 40 cm, siguiendo los procesos de colocación y compactación recomendados en el



Manual CR-2020 y que el material de sustitución posea un CBR mínimo de 5 %, para garantizar un adecuado comportamiento estructural. En todo caso dicho espesor deberá ser justificado mediante un análisis de respuestas y disipación de esfuerzos utilizando un software de multicapa elástica o similar.

Además, se recomienda que en proyectos categoría 1, se incluya dentro del análisis un estudio geotécnico del proyecto, que permita identificar a detalle los estratos disponibles, posibles problemas, capacidad soportante y soluciones recomendadas.

## CAPÍTULO 4: Análisis estructural

---

El análisis estructural del pavimento se realiza utilizando un software de multicapa elástica o elemento finito, que permita introducir la cantidad de capas necesarias. El modelo debe ser capaz de determinar los esfuerzos, deflexiones, deformaciones unitarias y esfuerzos totales que se producen dentro de la estructura del pavimento por la acción de las cargas, en diferentes sitios de esta.

Las entradas en el software de análisis son en general, los espesores de las capas, el tipo de material, las cargas, las propiedades mecánicas de los materiales y el módulo de la carpeta asfáltica a la temperatura y frecuencia requerida.

El módulo de las capas granulares es dependiente de su estado de esfuerzos (no linealidad), por ello las propiedades mecánicas de estos materiales no son constantes. El módulo de los materiales granulares es una entrada del análisis estructural, pero su valor depende del estado de esfuerzos que es una salida, por lo que su análisis se convierte en un proceso iterativo. El módulo resiliente de los materiales granulares y finos debe ser verificado en las categorías de análisis 2 y 1, utilizando los esfuerzos principales obtenidos en el punto medio de las capas, para **esta verificación puede modelarse un eje simple sencillo de 9000 lb.**

Para la primera estimación de esfuerzos se debe introducir un “módulo semilla” de los materiales granulares y finos. Para todas las categorías de análisis, el módulo semilla corresponde al módulo asociado al valor de CBR, según los nomogramas de AASHTO-93 o las correlaciones empíricas. Se recomienda que el proceso iterativo finalice cuando el error entre los módulos de entrada y los asociados al nivel de esfuerzos (mecánico) sea menor o igual a un 10 %.

Con este análisis inicial y módulos corregidos (por estado de esfuerzos) pueden obtenerse las deformaciones unitarias a tensión en la fibra inferior de la capa asfáltica, asociada con el agrietamiento por fatiga (**asociadas a un eje simple dual de 9000 lb**). Además, deben determinarse las deformaciones por compresión en el punto medio de la carpeta, base, en el punto medio de la subbase, en la fibra superior de la subrasante y a seis pulgadas bajo la

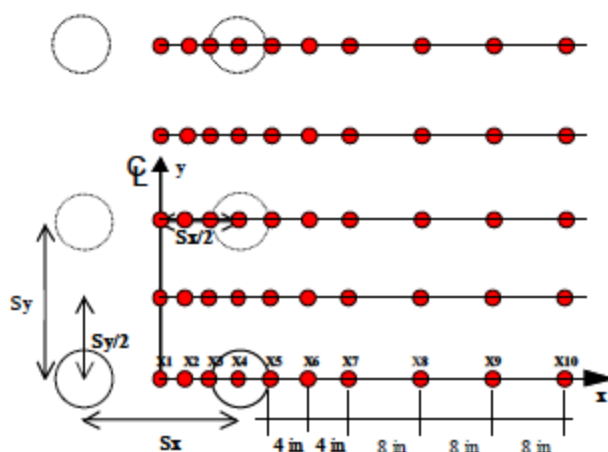
superficie de la subrasante. Las deformaciones por compresión se utilizan para evaluar el ahuellamiento en cada una de las capas.

En la siguiente sección se explica los puntos de análisis y la ubicación del eje a considerar para obtener las respuestas de forma adecuada.

#### **Sección 401:** Determinación de los puntos de análisis estructural

Para realizar el análisis de los esfuerzos y deformaciones en la estructura del pavimento se deben tomar puntos específicos que describan efectivamente comportamientos críticos de cada capa de la estructura del pavimento, la ubicación de estos puntos se debe realizar donde se prevé que se presentará el daño máximo en todo el periodo de análisis. (NCHRP, 2004)

En la Figura 401.1 se presentan los ejes de referencia de los cuales se basará la determinación de los puntos críticos, también se presenta la posición típica de los mismos. Es importante aclarar que en el caso de utilizar los “ESAL” como unidad para estimar la cantidad de repeticiones de carga en el período de diseño, se debe modelar un eje simple dual de 9000 lb (4500 lb por llanta).



**Figura 401.1.** Eje de referencia de puntos críticos  
Fuente: (NCHRP, 2004)

Los puntos correspondientes al eje X se calculan de la siguiente forma:

$$X1 = 0 \quad (F.58)$$

$$X2 = \frac{\left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) - T_{\text{radio}}}{2} \quad (\text{F.59})$$

$$X3 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) - T_{\text{radio}} \quad (\text{F.60})$$

$$X4 = \frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2} \quad (\text{F.61})$$

$$X5 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} \quad (\text{F.62})$$

$$X6 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 10,2 \text{ cm} \quad (\text{F.63})$$

$$X7 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 20,4 \text{ cm} \quad (\text{F.64})$$

$$X8 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 40,6 \text{ cm} \quad (\text{F.65})$$

$$X9 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 61 \text{ cm} \quad (\text{F.66})$$

$$X10 = \left(\frac{T_{\text{espaciamiento}}}{2}\right) + T_{\text{radio}} + 81,3 \text{ cm} \quad (\text{F.67})$$

Donde:

$T_{\text{espaciamiento}}$ : Espaciamiento entre cada llanta de un par en un eje dual.

$T_{\text{radio}}$ : Radio de contacto de la llanta.

En el eje Y los puntos que se analizan dependen del tipo de eje que posea el vehículo de análisis. Los puntos se ubican de la siguiente forma:

$$Y1 = 0 \quad (\text{F.68})$$

$$Y2 = S_{\text{tandem}} \quad (\text{F.69})$$

$$Y3 = \frac{S_{\text{tandem}}}{2} \quad (\text{F.70})$$

$$Y4 = S_{\text{tridem}} \quad (\text{F.71})$$

$$Y5 = \frac{S_{\text{tridem}}}{2} \quad (\text{F.72})$$

$$Y6 = \frac{3S_{\text{tridem}}}{2} \quad (\text{F.73})$$

$$Y7 = 2S_{\text{tridem}} \quad (\text{F.74})$$

Donde:

$S_{\text{tandem}}$ : Separación entre ejes tándem.

$S_{\text{tridem}}$ : Separación entre ejes tridem.

En cuanto a la ubicación de los puntos en la profundidad de las capas, los puntos críticos del pavimento se dan por fatiga y ahuellamiento. Los puntos críticos por fatiga se ubican:

- En la superficie del pavimento ( $z=0,01 \text{ cm}^*$ )
- Fibra inferior de la mezcla asfáltica (espesor de MAC –  $0,01 \text{ cm}^*$ )
- Fibra inferior de la base estabilizada, si la misma forma parte del paquete estructural (espesor de base estabilizada –  $0,01 \text{ cm}^*$ )

Al realizar el análisis por ahuellamiento se deben tomar en cuenta los puntos que se ubican:

- Profundidad intermedia para cada capa de la estructura del pavimento.
- En la fibra superior de la subrasante.
- A 15,24 cm (6 in) debajo de la subrasante.

*\*Considerando que el eje vertical, es positivo arriba hacia abajo (dentro de la estructura de pavimento).*

## **Sección 402:** Daño acumulado y desviación lateral

Para la optimización del diseño del pavimento es necesario la recolección de información relacionada a diferentes aspectos que puedan afectar el desempeño de los pavimentos.

Uno de los aspectos a considerar es la desviación lateral de las llantas “*Wheel wander*”. En muy pocas ocasiones los recorridos realizados por los vehículos se dan en línea recta, por lo que al diseñar una estructura de pavimentos sin tomar en cuenta el posible desplazamiento lateral, se podría obtener un diseño con respuestas mayores a las que el pavimento será sometido en campo. (Engar, 2018).

Según el *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP), este parámetro es utilizado para la estimación del daño por fatiga. Un aumento de la desviación lateral significa un aumento en la vida útil del pavimento, ya que las cargas están más distribuidas.

Para el cálculo del *wander* o desviación lateral, en primera instancia se deben determinar los puntos donde se analizará la respuesta del pavimento. Estos puntos corresponden a los mismos que se determinaron en la sección anterior.

Posteriormente, se utiliza una distribución normal para determinar la distancia a la que la carga será desplazada lateralmente sobre el pavimento. En la Figura 402.1 se muestra la carga aplicada sobre el pavimento y el uso de la distribución normal para modelar el desplazamiento lateral de las llantas (NCHRP, 2004). La determinación de las distancias de desplazamiento lateral depende de la desviación estándar utilizada en la modelación, con esto se obtienen las posiciones A, B, C, D y E que se calculan de la siguiente manera:

$$\text{Posición A} = X_i + 1,28155 \times \text{DE} \quad (\text{F.75})$$

$$\text{Posición B} = X_i + 0,5244 \times \text{DE} \quad (\text{F.76})$$

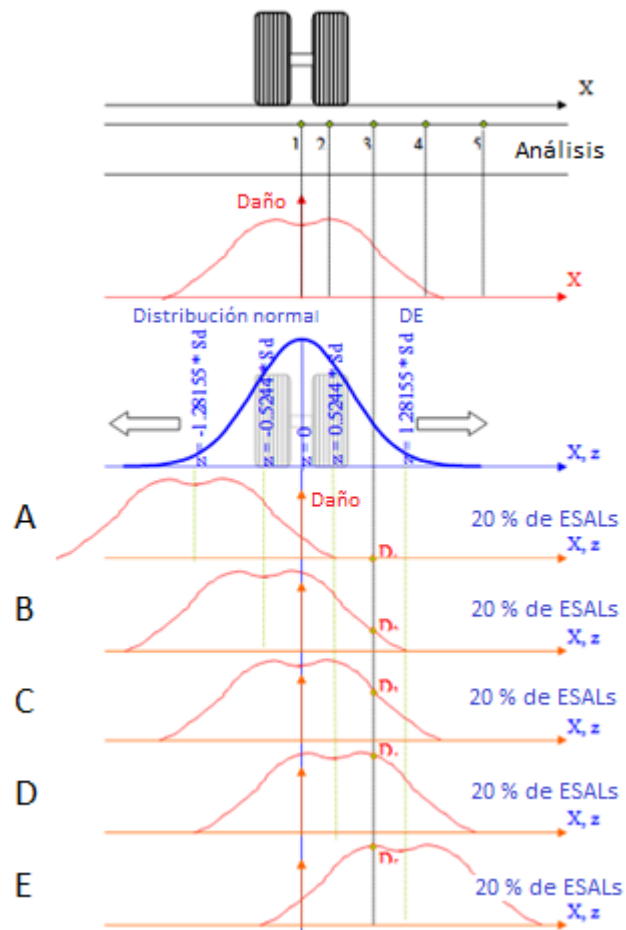
$$\text{Posición C} = X_i + 0 \times \text{DE} \quad (\text{F.77})$$

$$\text{Posición D} = X_i - 0,5244 \times \text{DE} \quad (\text{F.78})$$

$$\text{Posición E} = X_i - 1,28155 \times \text{DE} \quad (\text{F.79})$$

**Donde:**

- DE: Desviación estándar (Generalmente DE = 25,4 cm)
- $X_i$ : Posición inicial del punto i



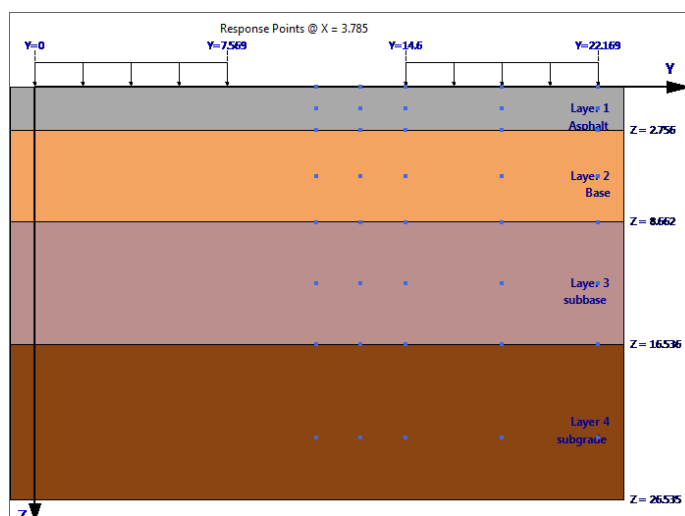
**Figura 402.1.** Esquema del desplazamiento lateral de la carga  
Fuente: Adaptado de NCHRP, 2004

Esta desviación estándar puede ser estimada a partir de estos tres niveles de información:

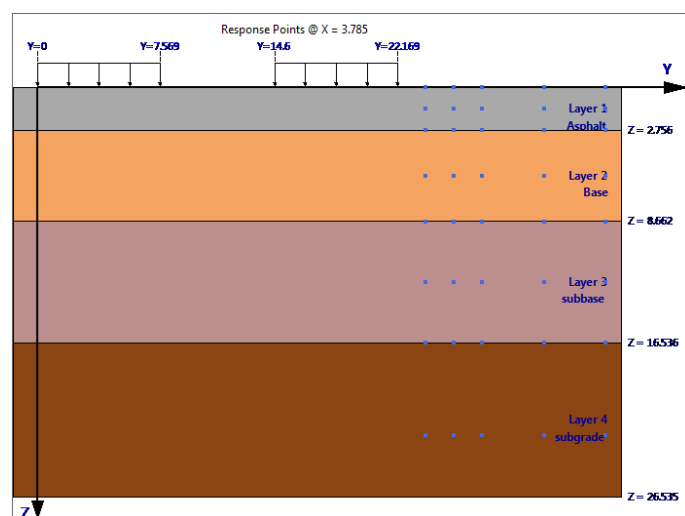
- Categoría 1: Determinación de la desviación estándar por medio de medidas realizadas directamente en segmentos específicos.
- categoría 2: Un promedio regional o estatal determinado por mediciones en vías con características de tráfico y condiciones de sitio similares.
- Categoría 3: Un promedio nacional o un estimado basado en la experiencia local.

Para un nivel 3 de información se recomienda una desviación estándar de 0,254 m (10 in) (NCHRP, 2004).

En la Figura 402.2 se muestra un ejemplo de la posición inicial (posición C) de los puntos de análisis. Cabe destacar que el eje de referencia utilizado en la modelación inicia en el centro de la distancia entre el borde interno de cada llanta en un eje dual. En la Figura 402.3 se muestra el desplazamiento de los puntos a la posición A.



**Figura 402.2.** Esquema del desplazamiento lateral de la carga, Posición C



**Figura 402.3.** Esquema del desplazamiento lateral de la carga, Posición A

Con ayuda del software de multicapa elástica, se calculan las deformaciones unitarias  $\epsilon_t$  (**tensión normal**) en la carpeta asfáltica del pavimento, para así poder calcular la cantidad



de repeticiones admisibles ( $N_i$ ) sobre el punto estudiado y posteriormente realizar el cálculo del daño por medio de la Ley de Miner que está dada por:

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_{fi}} \quad (\text{F.80})$$

Donde:

D: Daño.

T: Total de períodos.

$n_i$ : Tránsito real en el período i.

$N_{fi}$ : Tránsito permitido bajo las condiciones de servicio en el período i.

Cuando se analice la respuesta del pavimento tomando en cuenta la desviación lateral de las llantas  $n_i$  es el 20% de los ESALS de diseño (para el período i), ya que representa el 20% del tráfico. El  $N_{fi}$  dependerá del modelo de fatiga utilizado y las deformaciones registradas.

Finalmente, se calcula el daño total que experimenta cada punto del pavimento, esto se realiza sumando el daño de los puntos, obtenido en cada posición. Por lo que el daño total en la posición i está dado por:

$$D_i = D_{A-i} + D_{B-i} + D_{C-i} + D_{D-i} + D_{E-i} \quad (81)$$

En la Tabla 402.1 se muestra un ejemplo del cálculo de daño en el punto 1, dado por la suma de los daños en las posiciones A, B, C, D, E. El diseño del pavimento se deberá realizar tomando en cuenta el punto i con el mayor daño obtenido. El procedimiento anterior solo se puede aplicar para el análisis del daño por fatiga, no se puede realizar para analizar el daño por ahuellamiento. En el ejemplo presentado, se utilizaron los siguientes datos:

- ESALS = 500000
- Carga = 4500 lbs
- Presión llantas = 100 psi
- Módulo Carpeta Asfáltica = 279000 psi
- Espesor Carpeta Asfáltica = 7 cm

**Tabla 402.1.** Ejemplo de cálculo para el punto 1 (ecuación (F.58)  
de daño tomando en cuenta desviación lateral

<b>Punto</b>	<b>Posición</b>	$\epsilon_t$	<b>Nf</b>	<b>n</b>	<b>Daño</b>
1	A	262,4	18 249 556	100000	0,0055
1	B	482,83	1 642 041	100000	0,0609
1	C	308,56	9 623 304	100000	0,0104
1	D	486,53	1 593 276	100000	0,0628
1	E	253,21	21 008 628	100000	0,0048
Daño total (suma)					0,1443

## **CAPÍTULO 5: Modelos de predicción de desempeño**

---

En este capítulo se muestran los diferentes modelos que permiten estimar los deterioros esperados para las condiciones consideradas, propiedades de los materiales y las modelaciones realizadas. Es importante considerar que los modelos acá expuestos corresponden a la componente empírica de la presente guía, ya que los mismos deben calibrarse utilizando datos de campo (observaciones visuales).

Los modelos que se presentan son congruentes a los expuestos en la Guía AASHTOWare ME (AASHTO, 2015) y MEPDG (NCHRP, 2004). Como avance importante se tiene que los modelos de fatiga, área agrietada, y grietas longitudinales incorporan factores de calibración local, estimados a partir de datos experimentales. En el Anexo D.2 de la presente guía se muestra un análisis de sensibilidad para los modelos recomendados.

### **Sección 501: Ahuellamiento**

El ahuellamiento total del pavimento corresponde a la acumulación de deformaciones plásticas en las diferentes capas del pavimento, producto de las diferentes aplicaciones de carga a la que se ve sometida la carretera durante la vida útil.

Se recomienda realizar una revisión de la deformación permanente en mezclas asfálticas en caliente, materiales granulares y subrasantes con el objetivo de minimizar el potencial de ahuellamiento en los pavimentos.

Los modelos de ahuellamiento mostrados en esta guía corresponden a una recopilación de estudios internacionales publicados desde el año 2004, con la MEPDG del 2004 (NCHRP, 2004), y finalizando con la AASHTOWare ME publicada en el 2015 (AASHTO, 2015), sin embargo, han sido revisados mediante la realización de diseños con variables nacionales y han sido contrastados con materiales y modelos de laboratorio costarricenses (Anexo D.3), para garantizar la compatibilidad de resultados. Esto se hace debido a la robustez que ha demostrado tener este modelo, teniendo pocas variaciones desde el año 2004 y cuya aplicabilidad se encuentra más estandarizada.

**501.01:** Mezcla asfáltica

Este corresponde al ahuellamiento de las primeras capas del pavimento, asociado a las deformaciones resilientes y plásticas a profundidad media del pavimento, a la temperatura del pavimento. En la ecuación (F.82) y (F.83) se muestran las ecuaciones generales que permiten estimar el ahuellamiento en la MAC, (AASHTO, 2015).

$$\varepsilon_p = 10^{-3,35412} * T^{1,5606} * N^{0,4791} * \varepsilon_r \quad (F.82)$$

$$\delta_{MAC} = \sum_{i=1}^{n \text{ capas}} \varepsilon_p^i * k_z \quad (F.83)$$

Donde:

$\varepsilon_p$ : Deformación plástica acumulada a  $N$  repeticiones de carga (in/in).

$\varepsilon_r$ : Deformación resiliente a compresión en la MAC (in/in).

$T$ : Temperatura de la mezcla (°F).

$N$ : Número de repeticiones de carga (ESALs).

$\delta_{MAC}$ : deformación permanente total de la capa asfáltica (in).

$k_z$ : Parámetro de profundidad, calculado por:

$$k_z = (C_1 + C_2 * d) * 0,328196^d \quad (F.84)$$

$$C_1 = -0,1039 * h_{ac}^2 + 2,4868 * h_{ac} - 17,342 \quad (F.85)$$

$$C_2 = 0,0172 * h_{ac}^2 - 1,7331 * h_{ac} + 27,428 \quad (F.86)$$

Donde:

$h_{ac}$ : espesor total de la capa asfáltica (in).

$d$ : profundidad del punto analizado (in).

**501.02:** Materiales granulares

Los modelos siguientes permiten obtener la deformación permanente en bases y subbases granulares (NCHRP, 2004).

$$\delta_a = \beta_1 * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h \quad (F.87)$$

Donde:

$\delta_a$ : Deformación permanente para la capa/subcapa, in.

$N$ : número de repeticiones de carga.

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 * W_c \quad (\text{F.88})$$

$$\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = \frac{\left(e^{(\rho)^\beta} * 0,15\right) + \left(e^{(\rho/10^9)^\beta} * 20\right)}{2} \quad (\text{F.89})$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{\ln\left[\frac{(0,15)}{20}\right]}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (\text{F.90})$$

$$W_c = 51,712 \left[ \left( \frac{E_r}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 * GW T^{0,1192}} \quad (\text{F.91})$$

Donde:

$W_c$ : contenido de agua (%).

$E_r$ : módulo resiliente de la capa/subcapa, psi.

$GTW$ : profundidad del nivel freático, pies.

$\varepsilon_0$ ,  $\beta$ ,  $\rho$ : Propiedades del material.

$\varepsilon_r$ : deformación elástica utilizada en la prueba de laboratorio para obtener las propiedades del material ( $\varepsilon_0$ ,  $\beta$ ,  $\rho$ ).

$\varepsilon_v$ : Deformación elástica promedio vertical en la capa/subcapa.

$h$  = Espesor de la capa/subcapa (in).

$\beta_1$ =factor de calibración, 2,03 para bases/ subbases granulares y 1,35 para los suelos finos.

### 501.03: Subrasante

Para calcular la deformación de la subrasante se realizan los siguientes pasos (NCHRP, 2004), estos también se muestran junto con las ecuaciones en la Figura 501.1:

- vi) Se calcula la respuesta del pavimento en la superficie de la subrasante y a 6 in de profundidad en la subrasante ( $\varepsilon_v$ ).
- vii) Utilizando las ecuaciones descritas para materiales granulares, se calcula  $\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right)$ ,  $\beta$  y  $\rho$  para  $z=0$  y  $z=6$  in.
- viii) Utilizando los valores obtenidos en el paso anterior, se calcula la deformación plástica para cada profundidad:

$$\varepsilon_p(z) = \beta_1 * \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) e^{-\left[\frac{z}{N}\right]^\beta} \varepsilon_v \quad (\text{F.92})$$

- ix) Se calcula el parámetro  $k$ :

$$k = \frac{1}{6} \ln \left( \frac{\varepsilon_{p,z=0}}{\varepsilon_{p,z=6}} \right) \quad (\text{F.93})$$

- x) La deformación permanente total se calcula como:

$$d\delta = \varepsilon_p(z)dz \quad (\text{F.94})$$

$$\delta = \int_0^{h_{roca}} \varepsilon_p(z)dz \quad (\text{F.95})$$

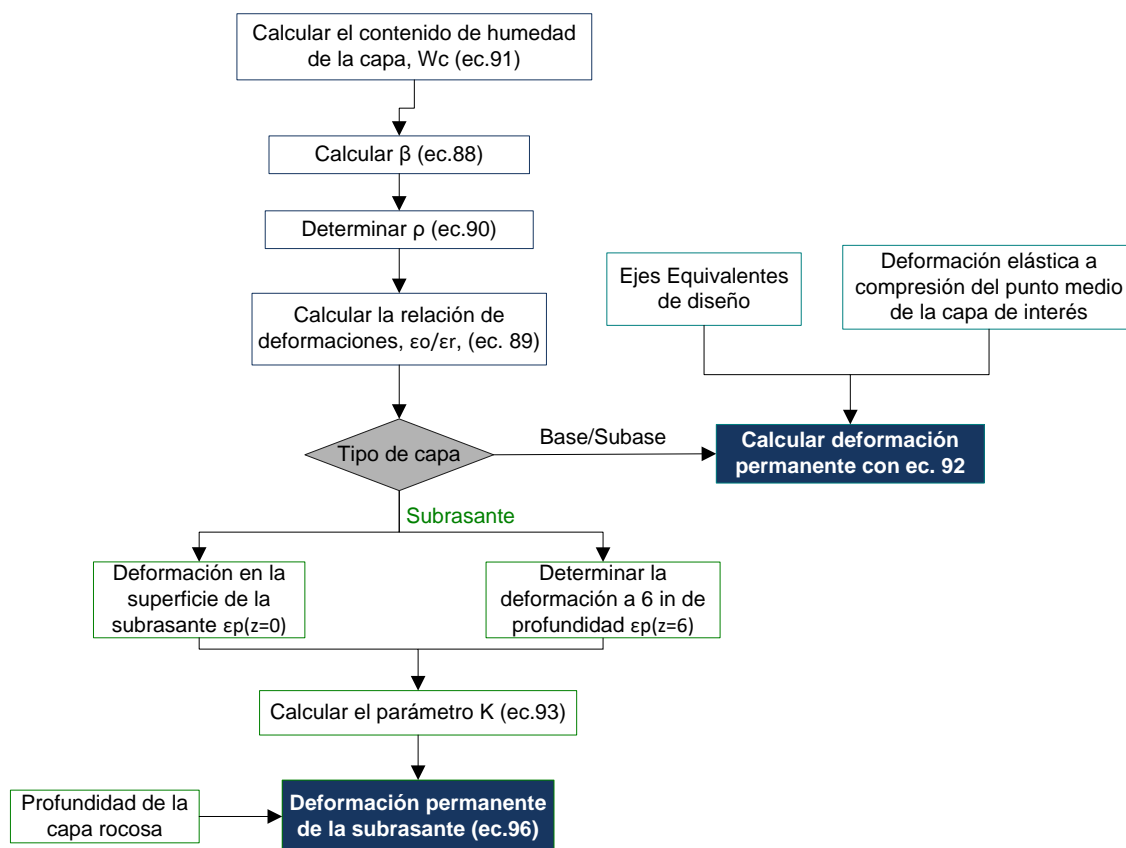
$$\delta_{SR} = \varepsilon_{p,z=0} \int_0^{h_{roca}} e^{-kz} dz = \left( \frac{1 - e^{-kh_{roca}}}{k} \right) * \varepsilon_{p,z=0} \quad (\text{F.96})$$

Donde:

$\delta_{SR}$ : deformación plástica total de la subrasante, in.

$h_{roca}$ : profundidad de la capa rocosa, pies (z=0 representa la superficie de la subrasante).

Nota: en el caso de que  $\varepsilon_p$  en la superficie de la subrasante sea mayor a  $\varepsilon_p$  a 6 pulgadas, el coeficiente k de la ecuación 93 debe ser limitado al valor de 0,0000001.



**Figura 501.1.** Diagrama para determinar el ahuellamiento en la subrasante, con las ecuaciones del anexo F

## Sección 502: Fatiga en mezcla asfáltica

Este apartado contiene el modelo para determinar la resistencia a fatiga en mezclas asfálticas recomendado por la AASHTOware ME (AASHTO, 2015), con los factores de calibración locales para Costa Rica.

$$N_f = 0,007566xCxk'_1xBf_1\left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,9492Bf_2}\left(\frac{1}{E^*}\right)^{1,281Bf_3} \quad (F.97)$$

$$C = 10^M \quad (F.98)$$

$$M = 4,84\left[\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69\right] \quad (F.99)$$

Donde:

$N_f$ : Cantidad máxima de repeticiones a fatiga para la falla (ESALS).

$E^*$ : Módulo dinámico de la mezcla asfáltica (psi).

$\varepsilon_t$ : Deformación **por tensión en la zona de interés** de la capa asfáltica (in/in), fibra inferior para grieta de abajo-arriba y fibra superior para grietas de arriba-abajo.

$V_b$ : Contenido de asfalto **efectivo por volumen** (%).

$V_a$ : Porcentaje de vacíos (%).

$k'_1$ : Parámetro de corrección según tipo de grieta.

$h_{ac}$ : Espesor de la capa asfáltica (in).

Factores locales para Costa Rica

$$\triangleright Bf_1=1,016$$

$$\triangleright Bf_2=0,823$$

$$\triangleright Bf_3=0,772$$

Nota: La ecuación de “ $N_f$ ”, sólo debe ser evaluada para valores de “ $\varepsilon_t$ ” a tensión, para ambos casos: grietas de abajo-arriba y arriba-abajo.

### Para agrietamiento de abajo-arriba:

$$k'_1 = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1+e^{(11,02-3,49 \cdot h_{ac})}}} \quad (F.100)$$

### Para agrietamiento de arriba-abajo:

$$k'_1 = \frac{1}{0,01 + \frac{12}{1+e^{(15,676-2,8186 \cdot h_{ac})}}} \quad (F.101)$$

Para convertir de porcentaje de asfalto por peso a volumen puede utilizarse la siguiente relación.

$$V_{b \text{ volumen}} = V_{b \text{ peso}} \frac{\text{Densidad}_{MAC}}{\text{Densidad}_{ligante}} \quad (F.102)$$

Donde:

$V_{b \text{ volumen}}$ : porcentaje de asfalto por volumen (10-17% aproximadamente).

$V_{b \text{ peso}}$ : porcentaje de asfalto por peso (4%-7% aproximadamente).

Densidad<sub>MAC</sub>: Densidad de la mezcla en ton/m<sup>3</sup>.

Densidad<sub>ligante</sub>: Densidad del ligante en ton/m<sup>3</sup>.

### **502.01:** Área agrietada

Para estimar el daño por fatiga se utiliza la siguiente ecuación, según se indicó en la sección 402:

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i} \quad (F.103)$$

Donde:

$D$ : Daño.

$T$ : Número total de periodos.

$n_i$ : Tráfico actual del periodo  $i$ .

$N_i$ : Tráfico permitido bajo las condiciones que prevalecen del periodo  $i$ .

El porcentaje de área agrietada ( $FC_{B-U}$ ) en el carril de diseño a una confiabilidad del 50% se muestra en la ecuación (F.104), este tipo de deterioro está asociado al daño por fatiga de grietas en la dirección de abajo hacia arriba (NCHRP, 2004).

$$FC_{B-U} = \left( \frac{6000}{1 + e^{(C_1 * C'_1 + C_2 * C''_2 * \log(D_B * 100))}} \right) * \left( \frac{1}{60} \right) \quad (F.104)$$

Donde:

$FC_{B-U}$ : Agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga, porcentaje por área de carril en porcentaje.

$D_B$ : Daño por fatiga de abajo hacia arriba, en decimal.

$C'_1$ :  $-2 * C''_2$ .



$C''_2: -2,40874 - 39,748 * (1 + h_{AC})^{-2,856}$ .  
 $h_{AC}$ : espesor de MAC en pulgadas.

Factores locales para Costa Rica

- $C_1: 4,0$
- $C_2: 3,652$

### **502.02:** Grietas longitudinales

En la ecuación (F.105) se muestra la ecuación para determinar la longitud de grietas longitudinales al 50% de confiabilidad. Este tipo de deterioro está asociado a grietas que se forman en la dirección de arriba hacia abajo (NCHRP, 2004).

$$FC_{Top-D} = 10,56 \left( \frac{C_4}{1 + e^{(C_1 \times B_1 - C_2 \times B_2 \times \log(D_{Top} \times 100))}} \right) \quad (F.105)$$

Donde:

$FC_{Top}$ : Longitud de grietas longitudinales que inician en la superficie de la MAC en pies/milla (ft/mi).

$D_{Top}$ : Daño por fatiga de arriba hacia abajo, en decimal.

$$C_1 = 7,00$$

$$C_2 = 3,50$$

$$C_4 = 1000$$

Factores locales para Costa Rica

- $B_1 = 1,52$
- $B_2 = 1,22$

Nota: Los factores  $B_1$  y  $B_2$ , permiten obtener el mismo nivel de deterioro del modelo original de la AASHTOware ME (AASHTO, 2015), pero utilizando la ecuación de  $N_f$ , calibrada para Costa Rica (ver Anexo E).

### **Sección 503: Fatiga en bases estabilizadas con cemento**

En el caso de los pavimentos semirrígidos, el desempeño se rige por el agrietamiento por fatiga en la capa de base estabilizada y no por el agrietamiento en la capa de mezcla asfáltica, sin embargo, ambos valores deberán ser estimados y mostrados en la memoria de cálculo.

En la ecuación (F.106) se presenta un modelo que permite estimar la vida a fatiga de una base estabilizada con cemento (Scullion, Jacob, Stacy, & Chen, 2008). En este caso el modelo brinda la cantidad de repeticiones necesarias para alcanzar el daño por fatiga, por lo tanto, este valor debe compararse con la cantidad final de ejes equivalentes en el periodo de diseño.

#### **Portland Cement Association (PCA)**

$$N_f = \left( \frac{\beta_{c^4}}{\sigma_t / M_{rup}} \right)^{\beta_{c^3} * 20} \quad (F.106)$$

Donde:

$N_f$  = Número de repeticiones de carga para el agrietamiento por fatiga de la base estabilizada.  
 $\sigma_t$  = Máximo esfuerzo a tensión inducido por el tráfico en la parte inferior de la capa de base estabilizada (psi).

MR: Módulo de ruptura a los 28 días (resistencia a flexión)

$\beta_{c3, c4}$ : Factores de calibración en campo (psi).

$\beta_{c3}=1,0259$ , y  $\beta_{c4}=1,1368$ , para granular.

$\beta_{c3}=0,6052$ , y  $\beta_{c4}=2,1154$ , para material fino.

## Sección 504: Confiabilidad en modelos de desempeño

### 504.01: Ahuellamiento

El ahuellamiento total puede calcularse como la deformación acumulada en cada capa más la sumatoria de errores estándar al nivel de confianza deseado (AASHTO, 2015).

$$\delta_{total} = \delta_{MAC} + \delta_{Base} + \delta_{Subbase} + \delta_{SR} + (Se_{MAC} + Se_{Base} + Se_{Subbase} + Se_{Suelo}) \times Z_p \quad (F.107)$$

$$Se_{MAC} = 0,24 * \delta_{MAC}^{0,8026} + 0,001 \quad (F.108)$$

$$Se_{Granular} = 0,1235 * \delta_{Granular}^{0,5012} + 0,001 \quad (F.109)$$

$$Se_{Suelo} = 0,1477 * \delta_{Suelo}^{0,6711} + 0,001 \quad (F.110)$$

Donde:

$Se_{MAC}$ : Error estándar para mezcla asfáltica.

$Se_{Granular}$ : Error estándar para materiales granulares, como bases y subbases.

$Se_{Suelo}$ : Error estándar para materiales suelos finos.

$Z_p$ : Valor de “z” de la distribución normal estándar para el nivel de confianza definido.

### 504.02: Área agrietada

El error estándar asociado al porcentaje de área agrietada se muestra en la ecuación (F.111), (NCHRP, 2004).

$$Se_{FCB-U} = 0,5 + \frac{12}{1 + e^{1,308 - 2,949 \log(D*100)}} \quad (F.111)$$

Donde:

$Se_{FCB-U}$ : Error estándar agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga.

Por lo tanto, para estimar el porcentaje de área agrietada al nivel de confianza deseado se utiliza la ecuación (F.112).

$$FC_{B-U} - P = FC_{B-U} + S_{eFC_{B-U}} * Z_p \quad (F.112)$$

Donde:

$FC_{B-U} - P$ : Agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga, porcentaje por área de carril, ajustado a nivel de confianza del proyecto.

$FC_{B-U}$ : Agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga, porcentaje por área de carril, al 50% de confiabilidad.

$S_{eFC_{B-U}}$ : Error estándar agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga.

$S_{eFC_{Top-D}}$ : Error estándar agrietamiento de arriba hacia abajo.

$Z_p$ : Valor de “z” de la distribución normal estándar para el nivel de confianza definido.

#### **504.03:** Grieta longitudinal

Para estimar el error estándar en el caso del deterioro asociado a grietas longitudinales se utiliza la siguiente ecuación. Es muy importante limitar el valor máximo de este error a 700 ft/ milla (NCHRP, (2006)):

$$S_{eFC_{Top-D}} = 165,68 * \text{Log}(D_{Top} * 100) + 542,53 \quad (F.113)$$

Donde:

$S_{eFC_{Top-D}}$ : Error estándar agrietamiento de abajo hacia arriba por fatiga.

$S_{eFC_{Top-D}} = \text{limitado a } 700 \text{ ft/milla}$  (aproximadamente 133 metros/kilómetro).

$$FC_{Top-D} - P = FC_{Top-D} + S_{eFC_{Top-D}} * Z_p \quad (F.114)$$

Donde:

$FC_{Top-D} - P$ : Longitud de grietas longitudinales que inician en la superficie de la MAC en pies/milla (ft/mi), ajustado a nivel de confianza del proyecto.

$FC_{Top-D}$ : Longitud de grietas longitudinales que inician en la superficie de la MAC en pies/milla (ft/mi), al 50% de confiabilidad.

$S_{eFC_{Top-D}}$ : Error estándar agrietamiento de arriba hacia abajo.

$Z_p$ : Valor de “z” de la distribución normal estándar para el nivel de confianza definido.

### **Sección 505:** Notas sobre la verificación del diseño

La verificación mecánica empírica de la estructura es el procedimiento de diseño por el cual, se optimizan los espesores obtenidos en el diseño preliminar. En dicho proceso se verifica la estructura inicial y se realizan modificaciones posteriores en los espesores y materiales, con el objetivo de garantizar que la estructura final, cumpla con los umbrales establecidos en la Tabla 102.3, Tabla 102.4 y Tabla 102.5. Además, se recomienda iniciar con un diseño en flexible y avanzar hacia un diseño semirrígido en caso de necesitar una estructura de mayor capacidad.

#### **505.01:**      Verificación inicial

- El diseño inicial como se mencionó en líneas anteriores podrá ser estimado de forma tradicional con base en AASHTO del 93.
- En los niveles 2 y 1 de diseño se recomienda utilizar modelos constitutivos para materiales granulares y/o suelos, con el objetivo de tomar en cuenta el estado de esfuerzos del material en la estructura de pavimento. Se debe aclarar que para el nivel 2 de diseño se podrían utilizar modelos constitutivos regionales o propios del proyecto, para el nivel 1 se recomienda utilizar posibles materiales de la zona y realizar el respectivo ensayo de módulo resiliente.
- En el caso de utilizar modelos constitutivos se debe realizar un proceso de verificación para garantizar que el módulo ingresado en la modelación por multicapa elástica corresponde a los módulos que brindan los modelos a partir del estado de esfuerzos de dicha estructura. Para dicho propósito se puede utilizar el criterio de error inferior al 10% entre el módulo modelado y el módulo predicho por el modelo constitutivo y realizar las modelaciones de calibración junto con un eje simple sencillo.
- Luego de realizar el análisis estructural del pavimento se debe comprobar que los esfuerzos y deformaciones unitarias no superen la capacidad del diseño.
- Con la deformación en la fibra inferior de la capa asfáltica se evalúa la susceptibilidad a agrietamiento por fatiga de abajo hacia arriba (área agrietada tipo cuero de lagarto).
- Con la deformación unitaria en la fibra superior de la capa asfáltica se evalúa la susceptibilidad a agrietamiento por fatiga de arriba hacia abajo (área agrietada tipo grietas longitudinales).

- Con la deformación unitaria a compresión en la zona media de la carpeta asfáltica se evalúa la capacidad de ahuellamiento y deformación permanente de la MAC.
- Con las deformaciones unitarias a compresión en las capas granulares se evalúa la deformación permanente en las bases y subbases.
- Con las deformaciones unitarias a compresión sobre la subrasante y a 6 pulgadas (15,2 cm) de profundidad se puede estimar el potencial de ahuellamiento de la subrasante.
- Se debe contemplar estimar los errores estándar para cada tipo de deterioro.
- Posterior a la estimación de la vida a fatiga de la estructura se debe estimar el daño inducido para cada año de operación de la estructura y con dicho parámetro, estimar la longitud de grietas longitudinales o porcentaje de área agrietada y ahuellamiento y compararlos con los umbrales definidos al nivel de confianza requerido.
- En el Anexo G, puede observarse un ejemplo de diseño.

**505.02:**      Iteraciones posteriores

Si la estructura de diseño no cumple con los parámetros recomendados se deben realizar modificaciones al pavimento. Pueden modificarse los espesores de las capas siguiendo las siguientes recomendaciones.

1. Si la estructura falla por daño a fatiga, pero cumple por ahuellamiento, aumentar el espesor de MAC en intervalos de 1 cm.
2. Si la estructura cumple con fatiga (área agrietada y longitud de grietas) pero excede el ahuellamiento máximo permitido, reforzar las capas de base y subbase. Si la solución no converge, debería evaluarse mejorar las condiciones de la base y subbase, ya que podría ser necesario contar con un material más competente.
3. Si la solución sigue sin converger, podría tenerse una condición de subrasante blanda ( $\text{CBR} < 5\%$  y/o  $\text{Mr} < 6000 \text{ psi}$ ), por lo que debería considerarse un posible mejoramiento o sustitución de material.
4. En el caso de iniciar con pavimento flexible y no hallar una estructura que cumple deberá evaluarse el diseño nuevamente, utilizando una base estabilizada, bajo esta condición también deberá evaluarse el cumplimiento por fatiga en la base estabilizada, según sección 503.
5. Recomendaciones adicionales se muestran en el Anexo H.

## Anexo G: Ejemplo de diseño

### Anexo G.1. Ejemplo de diseño categoría 3

En los siguientes apartados se brindan ejemplos de cálculo que pretenden mostrar la forma de aplicar el procedimiento expuesto anteriormente y las circunstancias particulares que pueden darse durante su aplicación.

#### **Ejemplo 1: Nivel de análisis 3**

**Tabla G.1.1. Datos del proyecto**

<b>Información general del proyecto</b>	<b>Información de los materiales</b>
Ubicación del proyecto: Cartago	
Periodo de diseño: 15 años	CBR subrasante: 5%
TPDA: 2400	Tipo de suelo de a subrasante: MH
Distribución vehicular:	CBR de la base: 80%
Liviano: 89,19%	CBR de la subbase: 30%
Motos: 6,46%	Características de la mezcla: resultados del
C2: 1,06%	ensayo ASTM D7369 – 11 <i>Standard Test</i>
C2+: 0,9%	<i>Method for Determining the Resilient</i>
C2 Bus: 0,7%	<i>Modulus of Bituminous Mixtures by</i>
C3: 1,14%	<i>Indirect Tension Test</i>
T3-S2: 0.55%	

#### **i. Estimación inicial con AASTHO-93**

- Módulo de la mezcla asumido: 450.000 psi.
- Factor direccional: 0,5.
- Factor por carril: Con un carril por sentido  $DL = 1$ .

*Factor de crecimiento: Con un porcentaje de crecimiento igual a 4%:*

$$GF = \frac{|(1 + r)^n - 1|}{r} = \frac{|(1 + 4\%)^{15} - 1|}{4\%} = 20,02$$

- Factor camión: Según encuesta de carga del 2007

**Tabla G.1.2.** Factores camión

Ruta	Tipo de vehículo					
	Pickup	C2+	C2	Bus-C2	C3	T3-S2
Factores camión para un 85% de confiabilidad	0,0133	0,107	0,4	2,73	1,414	2,098

- Ejes equivalentes de diseño

$$ESAL_{día} = \%vehículo * TPDA * FC$$

$$ESAL_{día} = (89,19\% * 0,0133 + 0,9\% * 0,107 + 1,06\% * 0,4 + 0,7\% * 2,73 + 1,14\% * 1,414 + 0,55\% * 2,098) * 2400$$

$$ESAL_{día} = 153,20 \approx 153$$

$$ESAL_{diseño} = ESAL_{día} * 365 * GF * DL * LDF$$

$$ESAL_{diseño} = 153 * 365 * 20.02 * 1 * 0,5 = 559\ 844$$

- Nivel de análisis:  $ESAL_{diseño} = 559\ 844 < 3\ millones$ , Nivel 3.
- Estimación de los coeficientes estructurales:

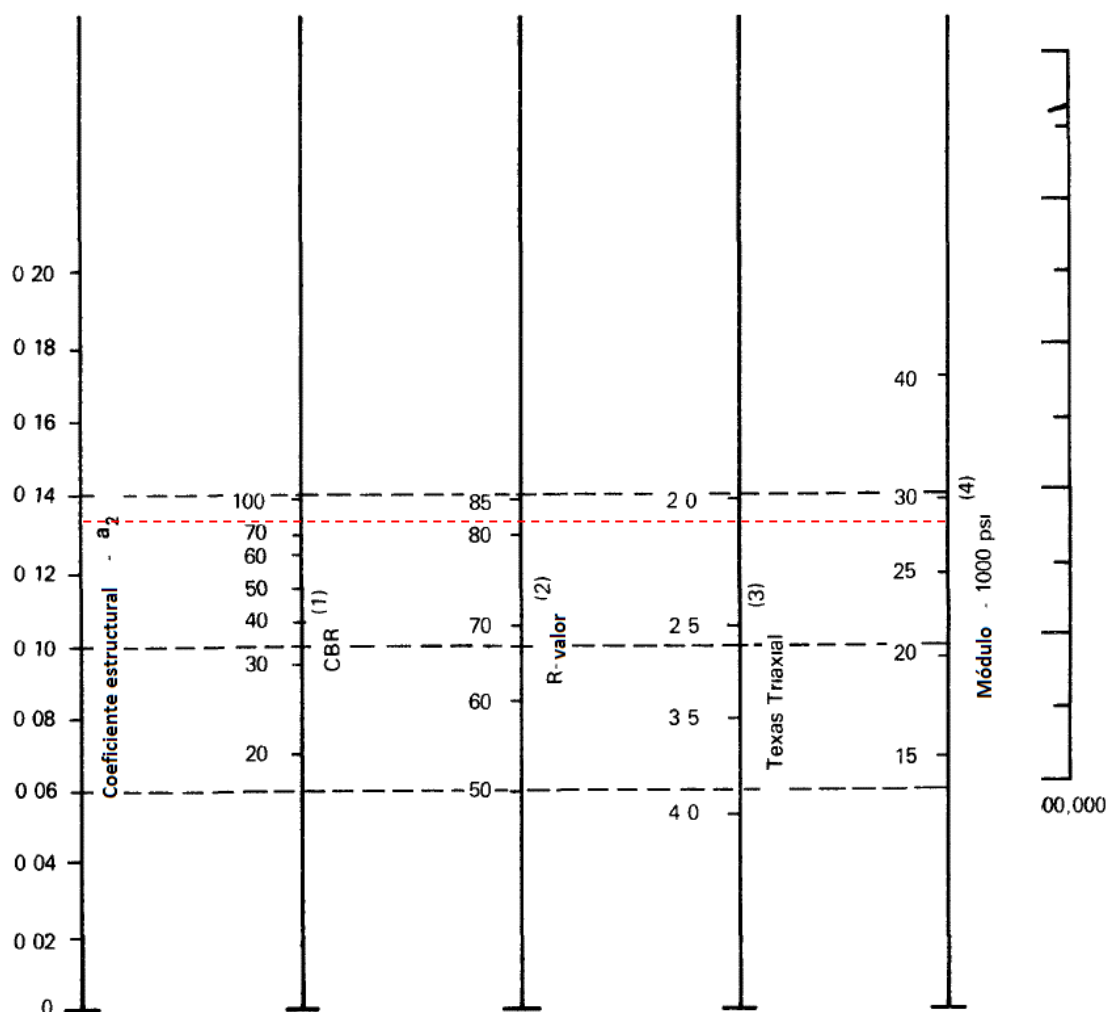
**Subrasante:** Utilizando la ecuación recomendada para suelos de grano fino, el módulo resiliente se estima como:

$$M_R = 1500 * CBR = 1500 * 5 = 7500\ psi$$

Para este ejemplo se supone un valor de CBR de 5, pero para cada proyecto en específico deben realizarse ensayos con el material extraído de campo.

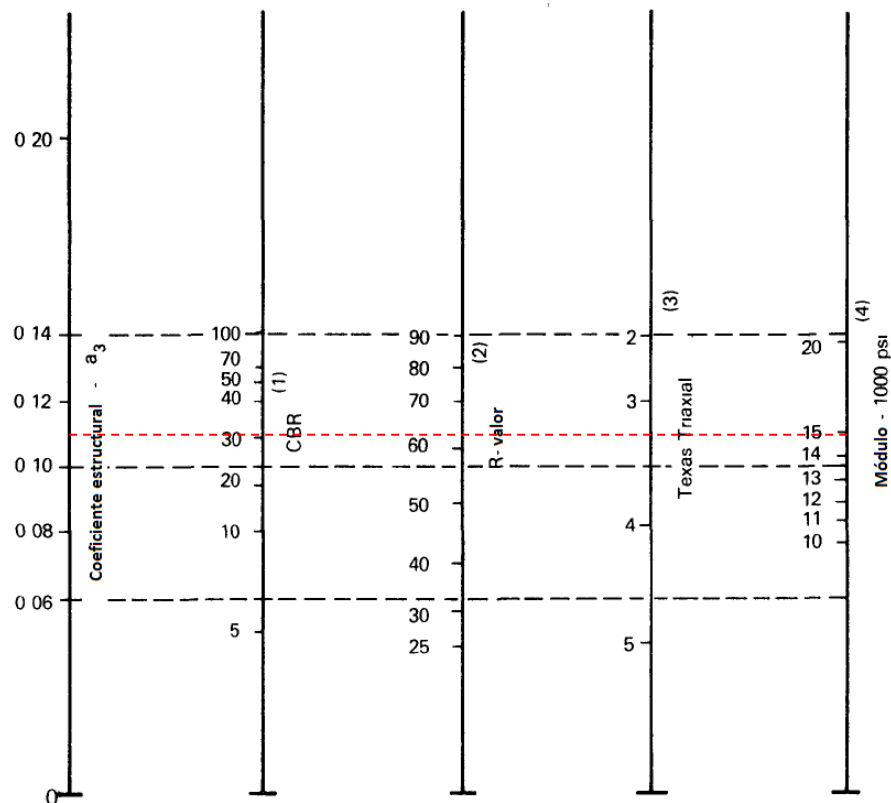
**Base granular:** Con un CBR igual a 80 (valor mínimo recomendado para bases granular por el CR-2020) y la Figura C.1.1 se obtiene un  $a_2$  de 0,135.





**Figura C.1.1.** Nomograma de módulo resiliente para una base granular

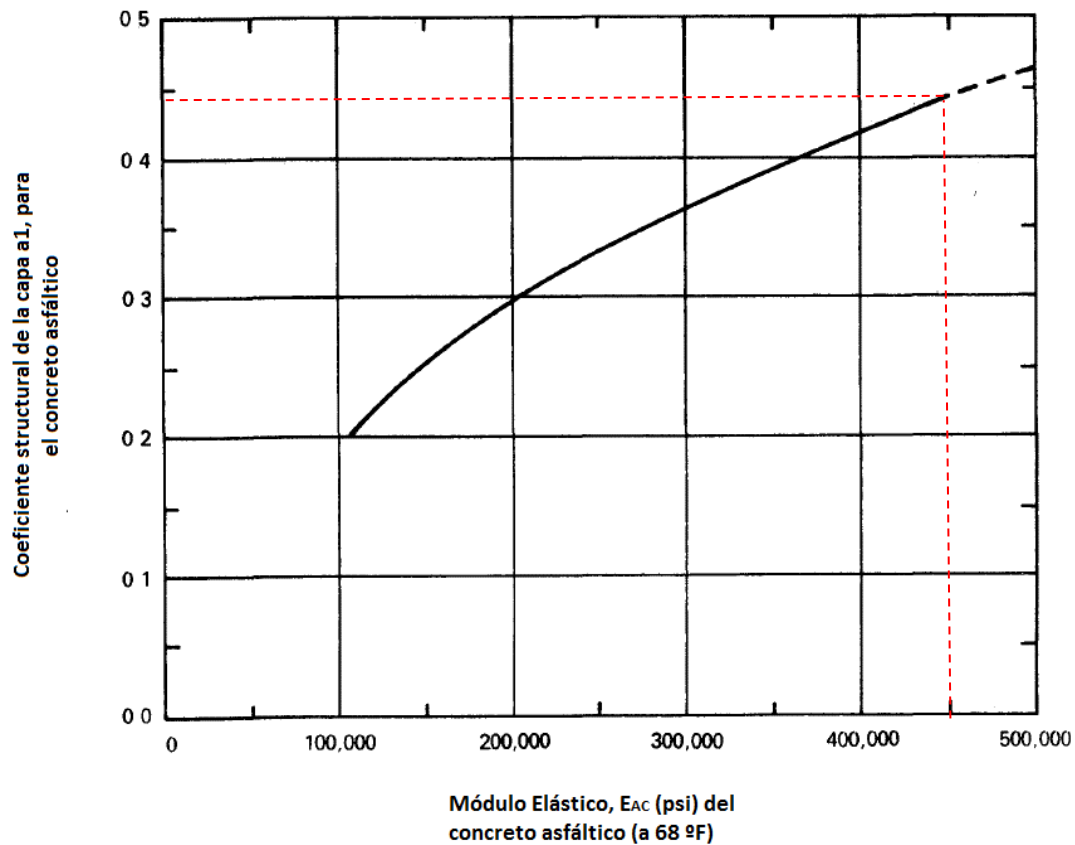
**Subbase granular:** Con un CBR=30 (valor mínimo recomendado para bases granular por el CR-2020) y utilizando la figura A.2 se obtiene un coeficiente estructural  $a_3$  de 0,11.



**Figura C.1.2. Nomograma de módulo resiliente para una subbase granular**

Nota: Para este ejemplo de cálculo en específico, los valores de CBR para los materiales granulares, se suponen como los mínimos recomendados por el CR-2020. Para los diseños reales las propiedades de los materiales a utilizar en cada capa deben obtenerse con las pruebas de laboratorio pertinentes, ya sea el CBR o el módulo resiliente del material.

**Carpeta asfáltica:** Con un módulo de 450000 psi y utilizando la figura C.1.3 se obtiene un coeficiente estructural  $a_1$  de 0,44.



**Figura C.1.3. Curva de coeficiente estructural contra módulo de la mezcla asfáltica**

- Estimación de espesores

Serviciabilidad inicial  $P_0$ : 4,2, valor común para pavimento flexible.

Serviciabilidad final  $P_t$ : 2 por ser tránsito bajo.

$$\Delta PSI = P_0 - P_t = 4,2 - 2 = 2,2$$

Coeficiente de corrección por drenaje: Considerando un drenaje regular y más del 25% del tiempo expuesto a condiciones de humedad, el valor de  $m$  es igual a 0,8 (ver Tabla 206.1 de la 206 de la presente guía).

Nivel de confianza: Considerando la carretera como una colectora rural, se utiliza las recomendaciones de AASHTO-93, nivel de confianza de 75%,  $Z_r = -0,674$  y  $S_o = 0,45$ .

$SN_1$  requerido sobre la base: Con un CBR de 80, el módulo resiliente asociado según los nomogramas de AASHTO (Figura A.1) es de 28000 psi.

Dicho valor de módulo se utiliza como insumo, al igual que los parámetros de diseño presentados anteriormente, para determinar el número estructural que debe poseer la capa que se encuentra encima de la base. Para esto utilizamos la ecuación (F.13) presentada en la sección 207 de la presente guía, misma que se muestra a continuación:

$$\log_{10} W_{18} = Z_r * S_o + 9,36 * \log_{10}(SN_1 + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4,2-1,5}\right)}{\frac{0,40+1094}{(SN_1+1)^{5,19}}} + 2,32 * \log_{10} M_r - 8,07$$

$$\log_{10}(1\ 373\ 495) =$$

$$-0,674 * 0,45 + 9,36 * \log_{10}(SN_1 + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{2,2}{4,2-1,5}\right)}{\frac{0,40+1094}{(SN_1+1)^{5,19}}} + 2,32 * \log_{10}(28000) - 8,07$$

Despejando el valor de  $SN_1$  se obtiene:

$$SN_1 = 1,96$$

$SN_2$  requerido sobre la subbase: Es necesario conocer el módulo resiliente de la capa, este puede obtenerse con los nomogramas de AASHTO 93 o por medio de las ecuaciones de correlación. A continuación, se muestra el cálculo con las dos formas, se observa que con los nomogramas, el valor estimado del módulo resiliente es muy similar a la ecuación de correlación recomendada para materiales granulares.

Utilizando la fórmula recomendada para materiales granulares (se puede utilizar de igual forma la figura C.1.2) se obtiene que:

$$M_R \text{ (psi)} = 4326 * \ln(\text{CBR}) + 241 = 4326 * \ln(30) + 241 = 14954 \text{ psi}$$

Con el módulo resiliente de la subbase, es posible calcular el  $SN_2$  requerido sobre la subbase:

$$\log_{10} W_{18} = Z_r * S_o + 9,36 * \log_{10}(SN_1 + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4,2-1,5}\right)}{\frac{0,40+1094}{(SN_1+1)^{5,19}}} + 2,32$$

$$* \log_{10} M_r - 8,07$$

$$\log_{10}(1\ 373\ 495) =$$

$$-0,674 * 0,45 + 9,36 * \log_{10}(SN_2 + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{2,2}{4,2-1,5}\right)}{\frac{0,40+1094}{(SN_2+1)^{5,19}}} + 2,32$$

$$* \log_{10}(14954) - 8,07$$

Despejando  $SN_2$  se obtiene el siguiente valor:

$$SN_2 = 2,49$$

$SN_3$  requerido sobre la subrasante:

Para determinar el valor del número estructural de las capas que se colocan sobre la subrasante, se utilizan las mismas ecuaciones que las utilizadas para determinar el valor de  $SN_1$  y  $SN_2$ , sin embargo, en este caso se utiliza el módulo de la subrasante:

$$\begin{aligned} \log_{10} W_{18} = & Z_r * S_o + 9,36 * \log_{10}(SN_1 + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \left( \frac{\Delta PSI}{4,2-1,5} \right)}{\frac{0,40+1094}{(SN_1+1)^{5,19}}} + 2,32 \\ & * \log_{10} M_r - 8,07 \\ \log_{10}(1\ 373\ 495) = & \\ -0,674 * 0,45 + & 9,36 * \log_{10}(SN_2 + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \left( \frac{2,2}{4,2-1,5} \right)}{\frac{0,40+1094}{(SN_2+1)^{5,19}}} + 2,32 \\ & * \log_{10}(12000) - 8,07 \end{aligned}$$

Despejando  $SN_3$  se obtiene:

$$SN_3 = 3,23$$

Cálculo de Espesores

Para determinar los espesores se sigue el procedimiento descrito en la guía AASHTO-93:

$$\begin{aligned} D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1} &= \frac{1,96}{0,44} = 4,454 \text{ pulg} = 11,31 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm} \\ SN_1^* &= \frac{12}{2,54} * 0,44 = 2,08 \geq SN_1 \text{ Cumple} \end{aligned}$$

Seguidamente se calcula el espesor requerido de la base:

$$D_2^* \geq \frac{2,49 - 2,08}{0,135 * 0,8} = 3,79 \text{ pulg} = 9,64 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

El espesor mínimo de base granular recomendado es de 15 cm; como el valor del diseño no cumple, se asume 15 cm de espesor.

$$SN_2^* = D_2^*(\text{pulg}) * m * a_2 = \frac{15 \text{ cm}}{2,54} * 0,135 * 0,8 = 0,6378$$

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

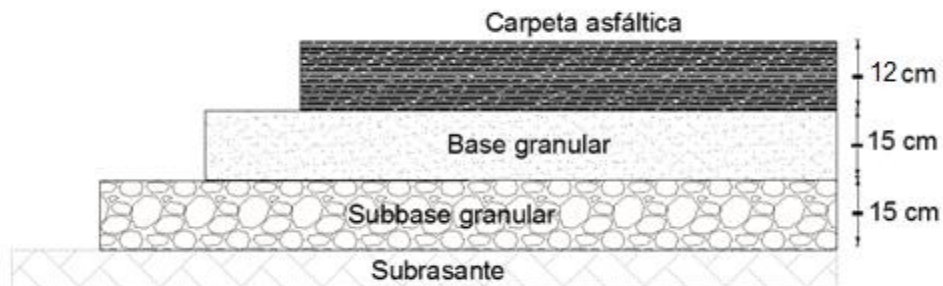
$$2,08 + 0,64 = 2,72 \geq 2,49 \text{ Cumple}$$

Finalmente se calcula el espesor de la capa de subbase:

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

$$D_3^* \geq \frac{3,23 - (2,08 + 0,64)}{0,11 * 0,8} = 5,84 \text{ pulg} = 14,84 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

En este caso en particular el espesor requerido  $D_3$  para la subbase es 15 cm, el cual coincide con el espesor mínimo permitido para la subbase.



**Figura C.1.4.** Esquema de espesores obtenidos con AASHTO-93 en el ejemplo 1

## ii. Estimación de las propiedades mecánicas

### Mezcla asfáltica

#### Corrección por temperatura- Método del Instituto del Asfalto

Para la mezcla asfáltica se utilizaron, a modo de ejemplo, los siguientes resultados del ensayo de módulo resiliente a la tensión diametral indirecta.

**Tabla G.1.3.** Datos generales de los especímenes de prueba. Muestra: 2402-13 MRTD

No. Especimen	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Carga (N)
7	150,19	74,63	16582
8	150,07	74,82	15093
9	150,13	74,75	16013
10	150,28	74,67	15326

**Tabla G.1.4** Resultados de módulo resiliente de mezclas asfálticas mediante tensión indirecta a una temperatura de 5 °C. Muestra: 2402-13 MRTD

No. Especimen	Temperatura (°C)	Carga Aplicada (N)	Módulo resiliente (MPa)
7	5,0	4514,8 ± 32,5	17517 ± 166
8	5,0	4495,3 ± 67,5	17415 ± 284
9	4,9	4459,0 ± 19,7	17635 ± 164
<b>Promedio</b>	<b>5,0</b>	<b>4489,7 ± 39,9</b>	<b>17522 ± 205</b>

**Tabla G.1.5** Resultados de módulo resiliente de mezclas asfálticas mediante tensión indirecta a una temperatura de 25°C. Muestra: 2402-13 MRTD

No. Especimen	Temperatura (°C)	Carga Aplicada (N)	Módulo resiliente (MPa)
7	25,2	2232,7 ± 31,2	5757 ± 108
8	25,2	2213,3 ± 23,2	5813 ± 104
9	25,0	2282,4 ± 52,2	5287 ± 114
<b>Promedio</b>	<b>25,1</b>	<b>2242,8 ± 35,5</b>	<b>5619 ± 109</b>

**Tabla G.1.6.** Resultados de módulo resiliente de mezclas asfálticas mediante tensión indirecta a una temperatura de 40°C. Muestra: 2402-13 MRTD

No. Espécimen	Temperatura (°C)	Carga Aplicada (N)	Módulo resiliente (MPa)
7	40,2	797,4 ± 9,2	2137 ± 49
8	40,1	753,8 ± 25,1	2113 ± 81
9	40,2	802,8 ± 9,3	2113 ± 41
<b>Promedio</b>	<b>40,2</b>	<b>784,7 ± 14,5</b>	<b>2121 ± 57</b>

**Tabla G.1.7.** Resumen de resultados de módulo resiliente de mezclas asfálticas mediante tensión indirecta. Muestra: 2402-13 MRTD

Temperatura (°C)	Módulo resiliente (MPa)
5,0 ± 0,0	17522 ± 205
25,1 ± 0,0	5619 ± 109
40,2 ± 0,0	2121 ± 57

Debido a que el módulo de la mezcla depende de la temperatura, es importante contar con datos climáticos de la zona en estudio. En este caso, se utilizarán datos de temperatura media del aire del Instituto Meteorológico Nacional (IMN) para la zona de Ochomogo en la provincia de Cartago. Estos se presentan a continuación:

**Tabla G.1.8.** Datos de temperatura mensual en la zona de Ochomogo

Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Prom.
Temperatura Media	16,5	16,8	17,5	18,4	18,9	18,8	18,4	18,6	18,7	18,3	17,3	17	<b>17,9</b>

Fuente: Instituto Meteorológico Nacional (IMN)

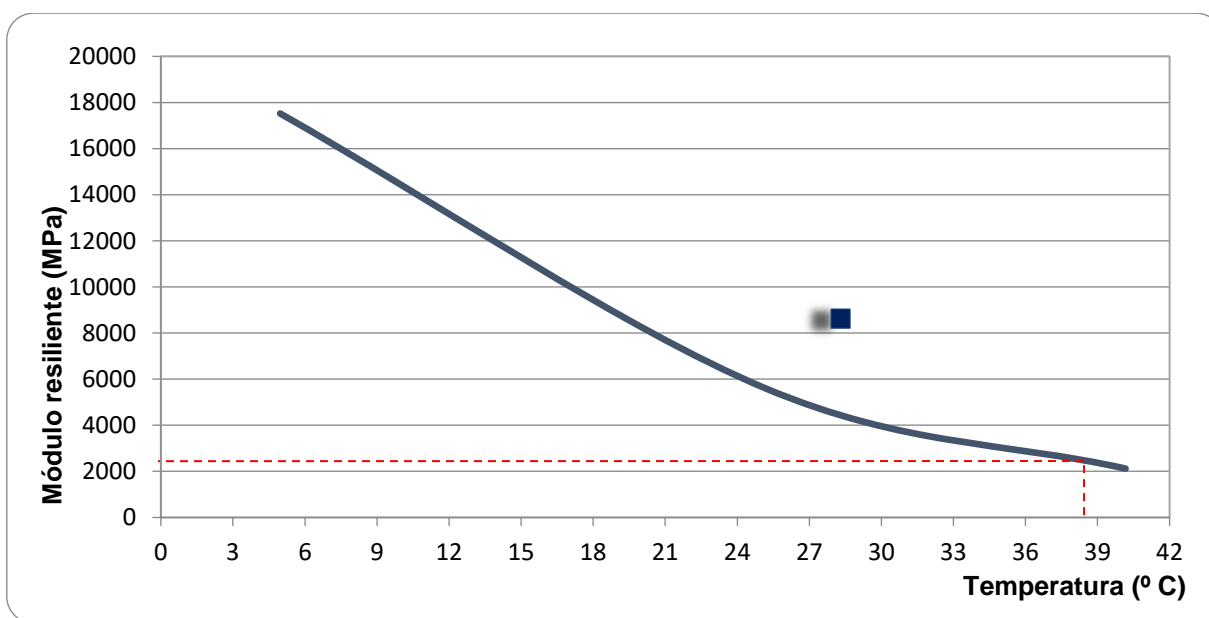
Con la temperatura promedio del aire se debe calcular la temperatura del pavimento. Para esto se utilizarán los modelos presentados en la Subsección 304.02 del presente documento (ecuaciones del SHRP, LTPP, Instituto del Asfalto y Witczak). Los resultados se muestran resumidos en la siguiente tabla:



**Tabla G.1.9.** Resumen de datos de temperatura en el pavimento

Modelos	Temperatura del pavimento	
	(°C)	(°F)
SHRP Máxima temp pavimento	36 ,86	98 ,34
LTPP Máxima temp pavimento	38 ,83	101 ,89
Instituto del asfalto	23 ,87	74 ,97
Witczak 1992	40 ,05	104 ,09
<b>Promedio</b>	<b>38 ,58</b>	<b>101 ,44</b>

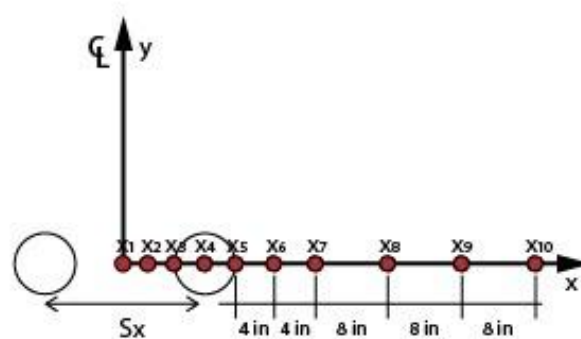
Utilizando el valor promedio de temperatura (38,58 °C) del pavimento, se determina el módulo de la mezcla tal como se muestra en la Figura C.1.5.

**Figura G.1.5.** Variación del módulo resiliente con la temperatura, ensayo de tensión diametral

El módulo de la mezcla asfáltica, según la figura anterior es de 2500 MPa, que equivale a 362 594 psi.

### iii. Análisis estructural

Para el análisis estructural del pavimento se utiliza el programa Pitra-Pave. En este nivel de análisis los módulos de los materiales granulares son los mismos que los utilizados para la metodología AASHTO-93. En el caso de la capa asfáltica se utiliza el módulo de la mezcla asfáltica corregido por temperatura (362 594 psi). Para seleccionar los puntos de medición de las respuestas mecánicas en el software de análisis, se toman en cuenta los puntos recomendados por la guía AASHTO-93 para un eje simple dual (en este caso se modela un eje simple dual porque se desea simular un eje equivalente de carga ESAL, en este ejemplo no se considera desviación lateral), tal como se muestra en la siguiente figura:



**Figura G.1.6.** Vista superior de los puntos de análisis utilizados en el Pitra-Pave

En la figura anterior se muestra una vista superior del pavimento (el eje y representa la dirección del tránsito), donde los círculos blancos ilustran el área de carga o huella de los neumáticos del eje dual, mientras que los círculos pequeños de color rojo muestran los puntos de medición. Para este ejemplo específico solo se analizarán los puntos x1 a x5, ya que usualmente las respuestas críticas se encuentran en dichos puntos. Además, cada uno de los puntos se coloca a múltiples profundidades:

- En la superficie;  $z = 0$  cm (0 pulg.).
- En la fibra inferior de la capa asfáltica;  $z = 11,99$  cm (4,719 in).
- En punto medio de cada capa;  $z = 6$  cm (2,36 pulg.),  $z = 19,5$  cm (7,68 pulg.) y  $z = 34,5$  cm (13,58 pulg.).
- En la fibra superior de la capa de subrasante;  $z = 42,01$  cm (16,54 in)
- 6 pulgadas bajo la superficie de la subrasante;  $z = 57,24$  cm (22,54 pulg.).

Nota: Las cargas utilizadas son de 4 500 lb por cada llanta del eje dual y una presión de contacto de 100 psi, por lo tanto, el radio de cada carga es de 3,78 in. La separación entre llantas duales es de 13 in.

### Resultados

A continuación, se muestran los resultados del análisis con el Pitra-Pave (sin desviación lateral). En color anaranjado se resaltan las deformaciones críticas para el desempeño del pavimento, además en la columna “Punto – Figura G.1.6.” se muestra la correspondencia entre los puntos de medición y los puntos de la Figura G.1.6. según la nomenclatura AASHTO-93:

**Tabla G.1.10.** Deformaciones obtenidas del análisis estructural

Punto	Coordenada X	Coordenada Y	Coordenada Z	Exx (1)	Eyy (1)	Ezz (1)	Punto – Figura G.1.6.
1	-0,0961	0,00	0,001	9,51E-05	2,58E-04	-1,03E-04	x <sub>5</sub>
2			0,06	1,49E-05	-1,56E-05	5,28E-05	
3			0,1199	-8,19E-05	-2,36E-04	1,94E-04	
4			0,195	-1,07E-04	-2,21E-04	3,67E-04	
5			0,345	-1,42E-04	-2,36E-04	4,02E-04	
6			0,4201	-1,58E-04	-2,53E-04	4,74E-04	
7			0,5724	-1,30E-04	-1,83E-04	3,58E-04	
8	0	0,00	0,001	2,14E-04	3,08E-04	-1,08E-04	x <sub>4</sub>
9			0,06	-2,41E-05	-2,44E-05	1,39E-04	
10			0,1199	-2,12E-04	-3,05E-04	3,12E-04	
11			0,195	-1,75E-04	-2,62E-04	4,86E-04	
12			0,345	-1,90E-04	-2,63E-04	4,78E-04	
13			0,4201	-2,08E-04	-2,79E-04	5,55E-04	
14			0,5724	-1,60E-04	-1,96E-04	4,04E-04	
15	0,0961	0,00	0,001	1,18E-04	3,15E-04	-1,46E-04	x <sub>3</sub>
16			0,06	2,54E-05	-1,66E-05	5,01E-05	
17			0,1199	-8,69E-05	-2,94E-04	2,33E-04	
18			0,195	-1,49E-04	-2,72E-04	4,69E-04	
19			0,345	-2,10E-04	-2,78E-04	5,13E-04	
20			0,4201	-2,33E-04	-2,94E-04	5,98E-04	
21			0,5724	-1,77E-04	-2,04E-04	4,30E-04	
22	0,1306	0,00	0,001	6,69E-05	2,98E-04	-1,86E-04	x <sub>2</sub>
23			0,06	5,34E-05	-5,74E-06	-6,00E-06	

Punto	Coordenada X	Coordenada Y	Coordenada Z	Exx (1)	Eyy (1)	Ezz (1)	Punto – Figura G.1.6.
24			0 ,1199	-3 ,19E-05	-2 ,82E-04	1 ,94E-04	
25			0 ,195	-1 ,34E-04	-2 ,72E-04	4 ,53E-04	
26			0 ,345	-2 ,12E-04	-2 ,80E-04	5 ,17E-04	
27			0 ,4201	-2 ,37E-04	-2 ,96E-04	6 ,04E-04	
28			0 ,5724	-1 ,80E-04	-2 ,05E-04	4 ,35E-04	
29	0 ,165	0 ,00	0 ,001	6 ,29E-05	2 ,93E-04	-1 ,84E-04	x <sub>1</sub>
30			0 ,06	5 ,58E-05	-1 ,20E-06	-1 ,81E-05	
31			0 ,1199	-1 ,19E-05	-2 ,78E-04	1 ,80E-04	
32			0 ,195	-1 ,29E-04	-2 ,72E-04	4 ,47E-04	
33			0 ,345	-2 ,14E-04	-2 ,82E-04	5 ,19E-04	
34			0 ,4201	-2 ,39E-04	-2 ,98E-04	6 ,08E-04	
35			0 ,5724	-1 ,81E-04	-2 ,06E-04	4 ,36E-04	

### Verificación del agrietamiento por fatiga

Según el modelo AASHTOware calibrado para Costa Rica:

$$M = 4,84 \left[ \frac{12,09}{4 + 12,09} - 0,69 \right] = 0,297$$

$$C = 10^{0,297} = 1,981$$

Para agrietamiento de abajo-arriba:

$$k'_1 = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 3,49 * 4,72)}}} = 250,949$$

$$N_f = 0,007566 * C * k'_1 * bf_1 \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{(3,9492 * bf_2)} \left( \frac{1}{E^*} \right)^{(1,281 * bf_3)}$$

Donde los parámetros b<sub>1</sub>, b<sub>2</sub> y b<sub>3</sub> son factores de calibración locales para Costa Rica, que en este caso tienen valores de: bf<sub>1</sub> = 1,016, bf<sub>2</sub> = 0,823 y bf<sub>3</sub> = 0,772. Sustituyendo en la ecuación anterior:

$$N_f = 0,007566 * 1,981 * 250,949 * 1,016 * \left( \frac{1}{304,92 * 10^{-6}} \right)^{(3,9492 * 0,823)} \left( \frac{1}{362594 \text{ psi}} \right)^{(1,281 * 0,772)}$$

$$= 3 \ 247 \ 123$$

En este caso, las cargas admisibles para que la estructura falle por fatiga son mayores que los ESALs de diseño, este valor servirá de insumo para calcular el porcentaje de área agrietada a lo largo de la vida de diseño de la estructura de pavimento. Es importante tener en cuenta que la estructura debe cumplir con los criterios de deformación permanente y área agrietada (mostrados en la sección 102.04).

#### Daño acumulado y porcentaje de agrietamiento

El cálculo del daño se realiza con base en la teoría de Miner, por lo tanto, se utiliza la ecuación 80 mostrada en la Sección 402 de esta guía. Dicho porcentaje de daño acumulado posee un error estándar asociado ( $S_e$ ) que se utiliza para corregir el porcentaje de agrietamiento calculado. El error se calcula con la expresión de la ecuación (F.111). Para determinar el área agrietada considerando la confiabilidad, se utiliza la expresión que se presenta en la ecuación (F.112).

$$S_e = 0,5 + \frac{12}{1 + e^{1,308 - 2,949 \cdot \log D}}$$

$$FC_{B-U} - P = FC_{B-U} + S_{e\ FC_{B-U}} \cdot xZ_p$$

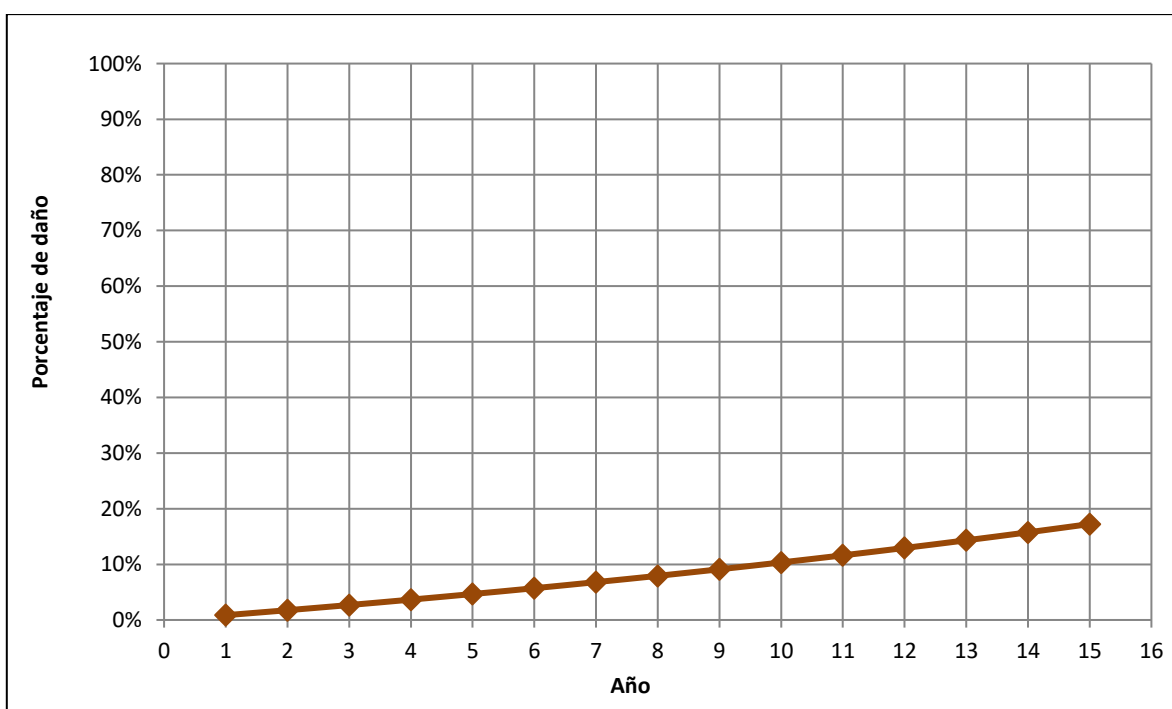
Para el nivel de análisis, utilizando los umbrales establecidos, para menos de 3 millones de ejes equivalentes de diseño, se utilizó un 75% de confiabilidad. A continuación, se muestra un resumen del daño acumulado por año y el porcentaje de área agrietada “FC”:

**Tabla G.1.11.** Resultados de daño acumulado y porcentaje de agrietamiento

<b>Año</b>	<b>ESALs año</b>	<b>ESALs acumulado</b>	<b>Daño acumulado (%)</b>	<b><math>S_e</math></b>	<b>FC (%)</b>	<b>FC confiabilidad (75%)</b>
1	27959	27959	0 ,86	2 ,69	0 ,00	1 ,81
2	29078	57037	1 ,76	4 ,79	0 ,00	3 ,23
3	30196	87233	2 ,69	6 ,37	0 ,00	4 ,30
4	31594	118827	3 ,66	7 ,55	0 ,00	5 ,09
5	32712	151539	4 ,67	8 ,42	0 ,00	5 ,68

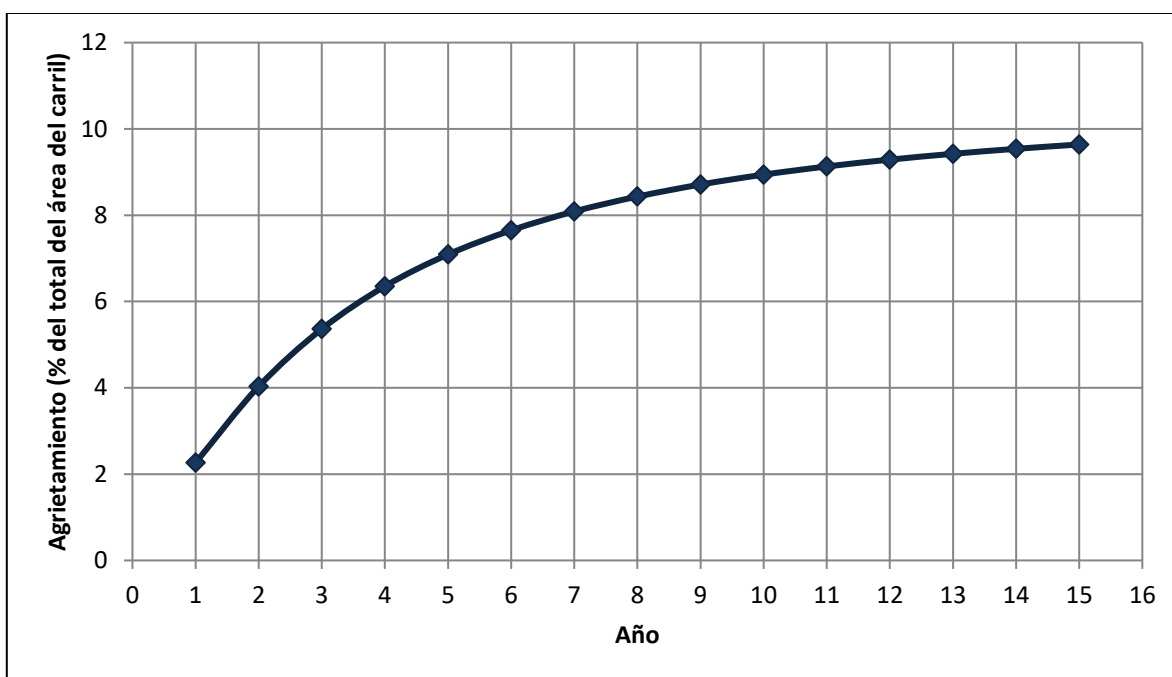
<b>Año</b>	<b>ESALs año</b>	<b>ESALs acumulado</b>	<b>Daño acumulado (%)</b>	<b>S<sub>e</sub></b>	<b>FC (%)</b>	<b>FC confiabilidad (75%)</b>
6	33831	185370	5 ,71	9 ,09	0 ,00	6 ,13
7	35508	220878	6 ,80	9 ,61	0 ,00	6 ,48
8	36627	257505	7 ,93	10 ,02	0 ,00	6 ,76
9	38304	295809	9 ,11	10 ,35	0 ,00	6 ,98
10	39982	335790	10 ,34	10 ,62	0 ,00	7 ,16
11	41380	377170	11 ,62	10 ,85	0 ,00	7 ,32
12	43057	420227	12 ,94	11 ,03	0 ,00	7 ,44
13	44735	464962	14 ,32	11 ,19	0 ,00	7 ,55
14	46412	511374	15 ,75	11 ,33	0 ,00	7 ,65
15	48369	559744	17 ,24	11 ,44	0 ,01	7 ,73

Se puede observar que el daño alcanza un 17,24% en el periodo de diseño de 15 años. Para visualizar más fácilmente la evolución del daño, se presenta la siguiente figura:



**Figura G.1.7.** Porcentaje de daño acumulado para la estructura original

Con el valor de daño se puede calcular el porcentaje de agrietamiento por fatiga. En la siguiente figura se muestra la evolución del porcentaje de área agrietada:



**Figura G.1.8.** Porcentaje de agrietamiento para la estructura original

Como se puede observar, para las condiciones dadas, la estructura no alcanza el agrietamiento máximo permitido de 35% (ver *Tabla 102.5*) para una carretera por la cual pasan menos de 3 millones de ESAL's, por lo tanto, la estructura cumple por fatiga.

### Verificación de la deformación de la mezcla asfáltica

Para calcular la deformación permanente se utilizan las ecuaciones propuestas en Subsección 501.01 de la presente guía.

#### Procedimiento

Deformación unitaria vertical:  $\epsilon_v = 139 \mu s$

$T$  = Temperatura de la mezcla de  $38,58^\circ C = 101,44^\circ F$ .

$$C_1 = -0,1039 * 4,72^2 + 2,4868 * 4,72 - 17,342 = -7,912$$

$$C_2 = 0,0172 * 4,72^2 - 1,7331 * 4,72 + 27,428 = 19,624$$

$$k_1 = (C_1 + C_2 * d) * 0,328196^d = \left(-7,912 + 19,624 * \frac{4,72}{2}\right) * 0,328196^{4,72/2}$$

$$= 2,7659$$

$$\frac{\varepsilon_p}{139 * 10^{-6} in/in} = 10^{-3,35412} 101,44^{1,5606} (559844)^{0,479244}$$

$$\varepsilon_p \left(\frac{in}{in}\right) = 0,047$$

$$Deformación\ total = \varepsilon_p * k_1 = 0,047 * 2,7659 = 0,131in = \mathbf{0,332\ cm}$$

### Verificación de la deformación de las capas granulares

Para calcular la deformación permanente se utilizan las ecuaciones propuestas en la Subsección 501.02 de la presente guía.

#### Procedimiento para la Base

Tomando en cuenta que:

Profundidad del nivel freático (GTW): 7,75 m = 25,43 ft (se asume para todos los casos).

$$W_c = 51,712 \left[ \left( \frac{28000}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 * 25,43^{0,1192}} = 7,19$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 * 7,19 = -0,738$$

$$\beta = 10^{-0,738} = 0,1828$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{\ln \left[ \frac{(0,15)}{20} \right]}{1 - (10^9)^{0,1828}} \right]^{\frac{1}{0,1828}} = 6708,9$$

$$\left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) = \frac{(e^{(6708,9)^{0,1828}} * 0,15) + (e^{(6708,9/10^9)^{0,1828}} * 20)}{2} = 22,40$$



$$\delta_a = \beta_{BG} * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h =$$

$$2,03 * (22,40) e^{-\left[ \frac{6708,9}{559844} \right]^{0,1828}} * \left( 486 * 10^{-6} \frac{in}{in} \right) * 5,91 = 0,084 \text{ in} = \mathbf{0,212 \text{ cm}}$$

#### Procedimiento para la Subbase

$$W_c = 51,712 \left[ \left( \frac{14954}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 * 25,43^{0,1192}} = 12,6$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 * 12,6 = -0,824$$

$$\beta = 10^{-0,824} = 0,150$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{\ln \left[ \frac{(0,15)}{20} \right]}{1 - (10^9)^{0,150}} \right]^{\frac{1}{0,150}} = 53560,35$$

$$\left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) = \frac{(e^{(53560,35)^{0,150}} * 0,15) + (e^{(53560,35/10^9)^{0,150}} * 20)}{2} = 25,14$$

$$\delta_a = \beta_{BG} * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v h =$$

$$2,03 * (25,14) e^{-\left[ \frac{53560,35}{559844} \right]^{0,150}} * \left( 519 * 10^{-6} \frac{in}{in} \right) * 5,91 = 0,077 \text{ in} = \mathbf{0,197 \text{ cm}}$$

#### Procedimiento para la Subrasante

$$W_c = 51,712 \left[ \left( \frac{7500}{2555} \right)^{\frac{1}{0,64}} \right]^{-0,3586 * 25,43^{0,1192}} = 21,29$$

$$\log \beta = -0,61119 - 0,017638 * 21,29 = -0,615; \beta = 10^{-0,615} = 0,243$$

$$\rho = 10^9 \left[ \frac{\ln \left[ \frac{(0,15)}{20} \right]}{1 - (10^9)^{0,243}} \right]^{\frac{1}{0,243}} = 712,95$$

$$\left( \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) = \frac{(e^{(712,95)^{0,243}} * 0,15) + (e^{(712,95/10^9)^{0,243}} * 20)}{2} = 20,65$$

- Para z=0 pulg. (superficie de la subrasante)

$$\varepsilon_p = \beta_{SG} * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v = 1,35 * (20,65) e^{-\left[ \frac{712,95}{559844} \right]^{0,243}} * \left( 608 * 10^{-6} \frac{in}{in} \right) = 0,0139 in$$

- Para z=6 pulg.

$$\varepsilon_p = \beta_{SG} * \left( \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left[ \frac{p}{N} \right]^\beta} \varepsilon_v = 1,35 * (20,65) e^{-\left[ \frac{712,95}{559844} \right]^{0,243}} * \left( 436 * 10^{-6} \frac{in}{in} \right) = 0,00997 in$$

- Total para la subrasante

$$k = \frac{1}{6} * \ln \left( \frac{\varepsilon_{p,z=0}}{\varepsilon_{p,z=6}} \right) = \frac{1}{6} * \ln \left( \frac{0,0139 in}{0,00997 in} \right) = 0,055$$

$$\delta = \int_0^{h_{roca}} \varepsilon_p(z) dz$$

$$\delta = \varepsilon_p(z) dz \int_0^{h_{roca}} e^{-kz} dz = \left( \frac{1 - e^{-k * h_{roca}}}{k} \right) \varepsilon_{p,z=0}$$

Donde,

$\delta$ : deformación plástica total de la subrasante, in.

$h_{roca}$ : profundidad de la roca, pies.

$$\delta = \left( \frac{1 - e^{-0,055 * 350}}{0,055} \right) * 0,0139 in = 0,2608 in = \mathbf{0,637 cm}$$

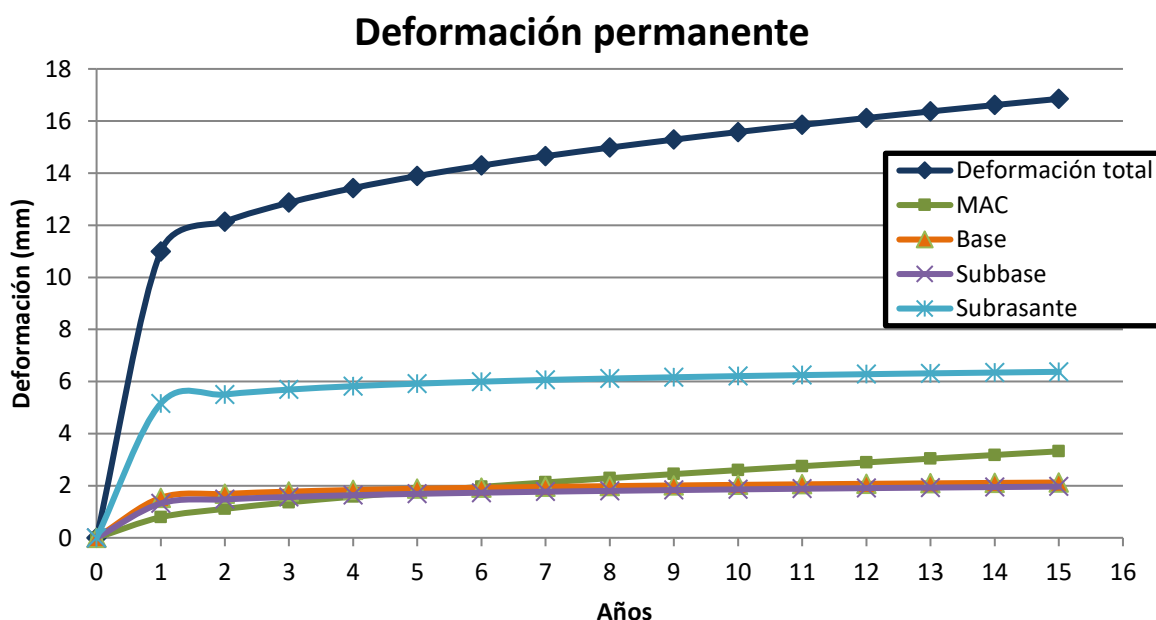
### **Deformación permanente total**

$$RD_{Total} = 0,332 cm + 0,212 cm + 0,197 cm + 0,637 cm = 1,378 cm$$

Dentro del cálculo de deformación permanente deben tomarse en cuenta los errores asociados. Cada capa posee un error estándar asociado ( $S_e$ ) y será determinado como se indica en la ecuación (F.107). Por lo tanto, la deformación permanente total es:

$$RD_{Total} = 1,69cm$$

Utilizando los umbrales establecidos, para la categoría (< 3 millones de ejes equivalentes de diseño), se utilizó una deformación permanente permisible de 16 mm con una confiabilidad del 75%. En la siguiente imagen se puede visualizar de forma más sencilla la evolución de la deformación en cada capa, cabe resaltar que el principal problema se observa en la subrasante y en la carpeta asfáltica, esto se puede deber a que el paquete estructural de las capas granulares es poco robusto. Se puede observar que la estructura no cumple con el criterio requerido ya que la deformación permanente final supera los 16 mm.



**Figura G.1.9.** Deformación permanente en la estructura original

#### Observaciones

Si bien, para el diseño propuesto el número de repeticiones admisibles es menor que el número de ejes de diseño y el porcentaje de agrietamiento es menor al valor máximo aceptado de 35%, la deformación permanente total es superior al valor máximo permisible. Por esta razón, se propone modificar los espesores de las capas para obtener un diseño apropiado.

**Tabla G.1.12.** Parámetros de desempeño de la estructura original

Deterioro	Valor
Fatiga (MEPDG) ( $N_f$ admisibles)	3 247 123
Deformación de la mezcla asfáltica (cm)	0,332

<b>Deterioro</b>	<b>Valor</b>
Deformación de la base (cm)	0,212
Deformación de la subbase (cm)	0,197
Deformación de la subrasante (cm)	0,637
Deformación total (cm)	1,69
Daño a los 15 años (%)	17,2
Porcentaje de agrietamiento a los 15 años (%)	7,728

Se modificarán primero los espesores de los materiales de menor costo (base y subbase granular). Si aun así la estructura no cumple con lo requerido, se modificará el espesor de capa de mezcla asfáltica.

### **Estructuras propuestas – Iteración 2**

#### Características generales de la estructura

La primera alternativa de diseño que se analizará presenta las siguientes características generales:

**Tabla G.1.13.** Características generales de las capas de la estructura propuesta - iteración1

<b>Capa</b>	<b>Espesor (cm)</b>	<b>Módulo (psi)</b>
CA	12	362594
Base	20	28000
Subbase	25	14954
Subrasante	-	7500

Nótese que las propiedades de los materiales no cambian, ya que se supone que se trabajará únicamente con los materiales disponibles inicialmente.

#### Resultados obtenidos

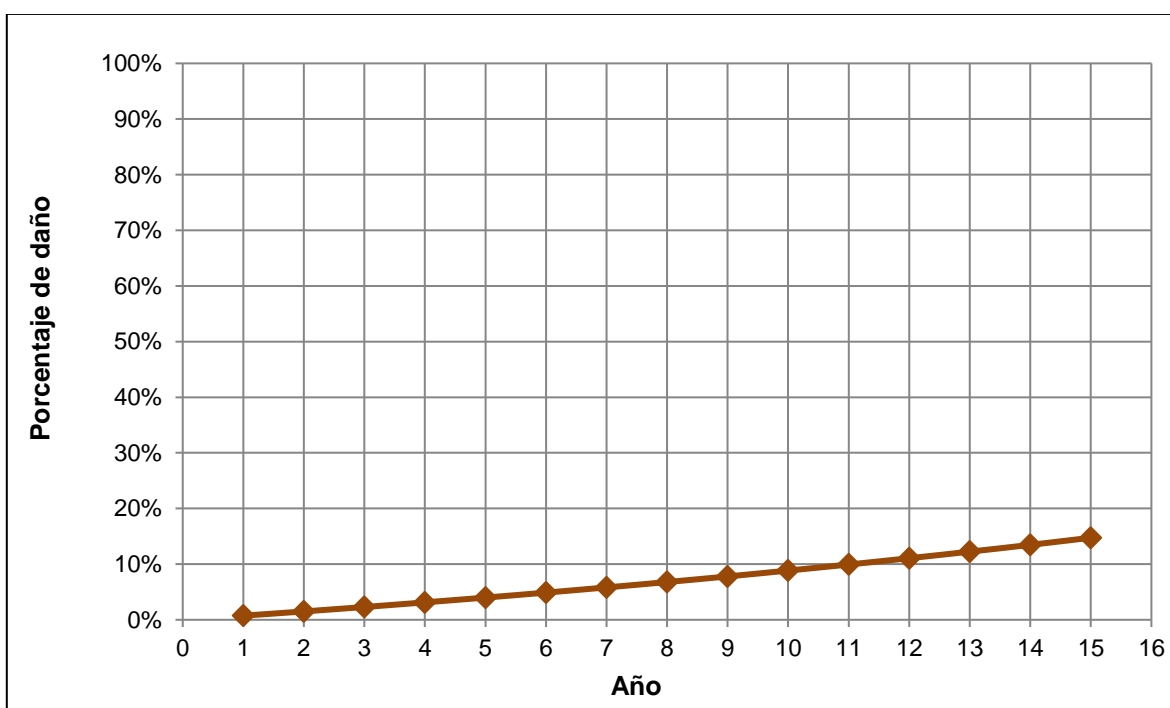
El procedimiento de cálculo y análisis para todas las estructuras es el mismo que el que se expuso anteriormente para la estructura inicial. A continuación, se presenta un resumen de los resultados obtenidos con la estructura propuesta:

**Tabla G.1.14.** Parámetros de desempeño de la estructura propuesta – iteración1

<b>Deterioro</b>	<b>Valor</b>
Fatiga (MEPDG) ( $N_f$ admisibles)	3 797 462
Deformación de la mezcla asfáltica (cm)	0,335
Deformación de la base (cm)	0,252
Deformación de la subbase (cm)	0,246
Deformación de la subrasante (cm)	0,492
Deformación total (cm)	1,63
Daño a los 15 años (%)	14,7
Porcentaje de agrietamiento a los 15 años (%)	7,58

Para esta iteración se observa que el parámetro de área agrietada cumple de manera aceptable y la deformación permanente sobrepasa por muy poco el umbral de diseño. A pesar de esto se puede considerar que se alcanza un valor aceptable para este ejemplo de cálculo.

Para visualizar de mejor manera la evolución del daño, el porcentaje de área agrietada y la deformación permanente, se presentan los siguientes gráficos:

**Figura G.1.10.** Porcentaje de daño acumulado para la iteración1

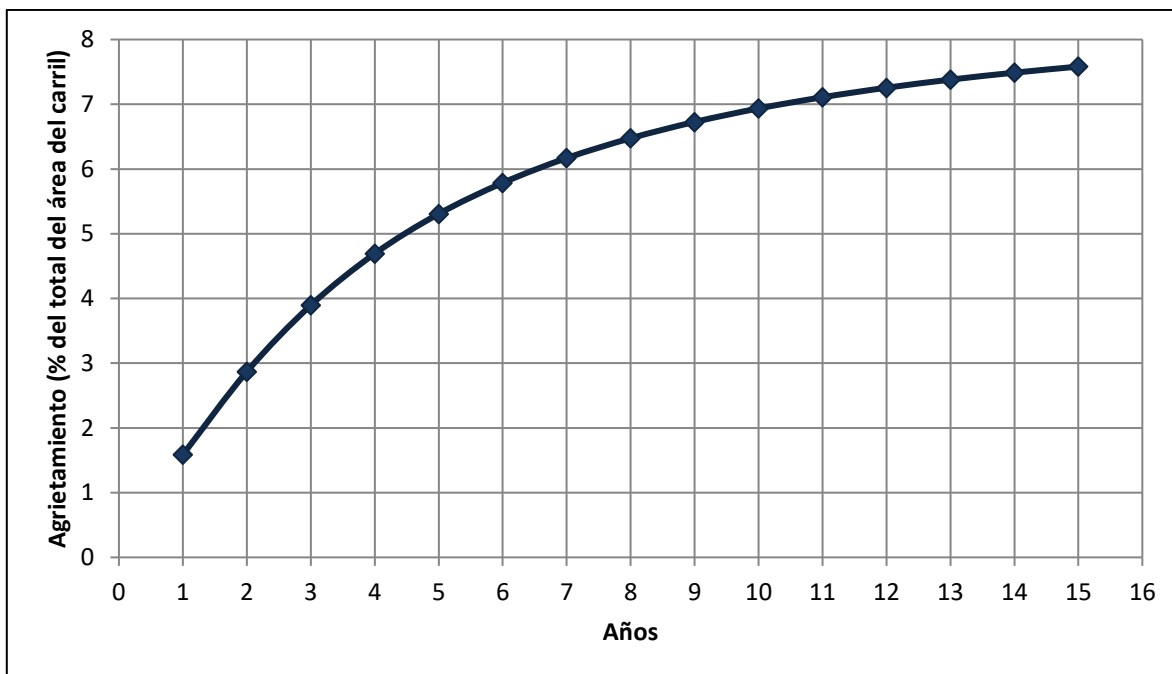


Figura G.1.11. Porcentaje de agrietamiento para la iteración1

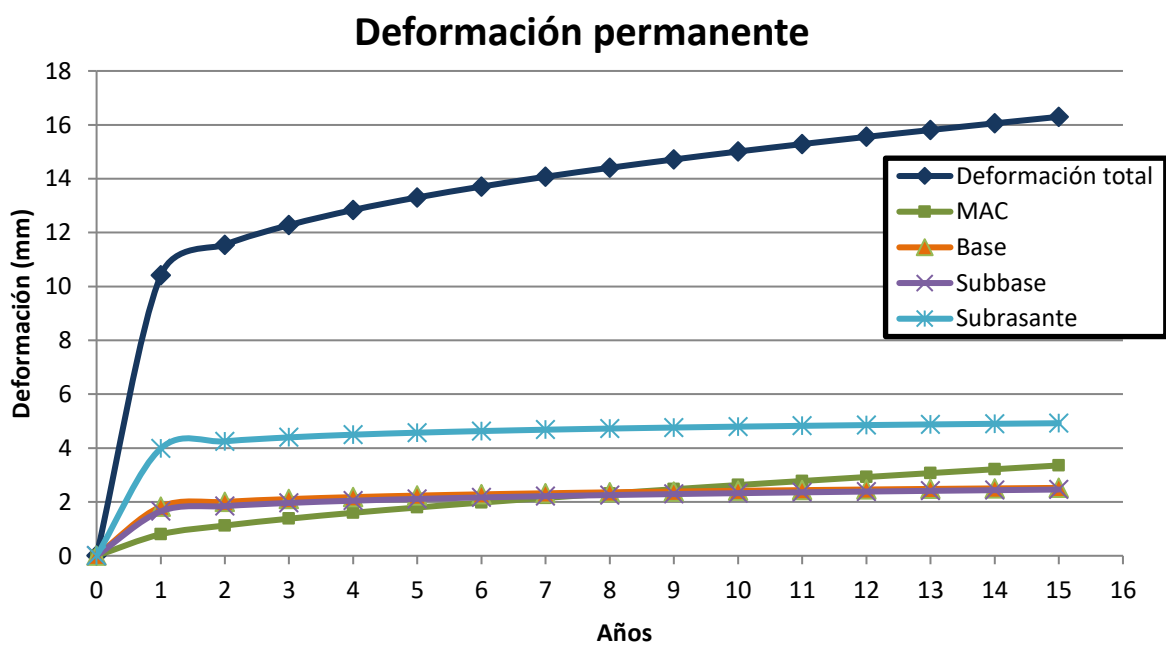


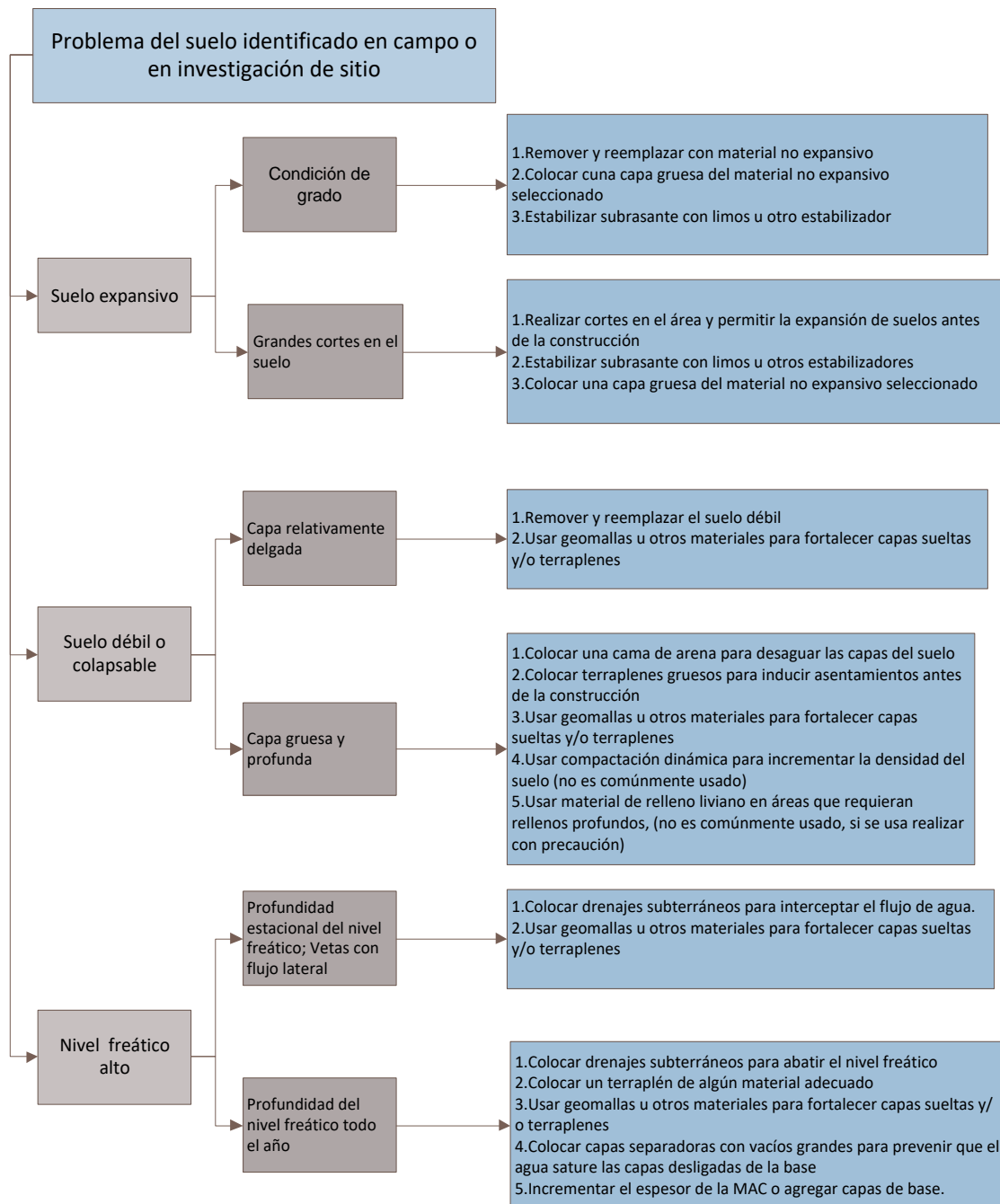
Figura G.1.12. Deformación permanente en la iteración1

### Observaciones finales

Para el diseño propuesto el número de repeticiones admisibles es mayor que el número de ejes de diseño y el porcentaje de agrietamiento es menor al valor máximo aceptado de 35%, y la deformación permanente total es muy cercana al valor máximo permisible (segunda estructura). Es posible observar que se puede optimizar el diseño para mejorar tanto el desempeño como el costo. Por ejemplo, se podría optimizar el diseño reduciendo un poco el espesor de la carpeta y aumentando los espesores de las capas granulares y verificar el diseño nuevamente.

## Anexo H: Recomendaciones generales

### Anexo H.1 problemas en suelos



**Figura H.1.1.** Recomendaciones generales para problemas en suelos

Fuente. AASHTO, 2015. Modificado Arias, 2020



Anexo H.2 Recomendaciones para el diseño ME

**Tabla H.2.1. Recomendaciones para el diseño**

<b>Daño e IRI</b>	<b>Revisiones en el diseño para minimizar o eliminar el daño</b>
<b>Cuero de lagarto</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Incrementar el espesor de la capa asfáltica</li> <li>• Para capas asfálticas gruesas (&gt;5-in), aumentar el módulo dinámico</li> <li>• Para capas delgadas (&lt;3-in) reducir módulo dinámico</li> <li>• Revisar el diseño de mezcla de la capa asfáltica (incrementar el porcentaje del agregado triturado, usar finos manufacturados, incrementar el contenido de asfalto, usar asfalto más rígido, pero asegurar el mismo nivel de compactación a lo largo de la vía, usar asfalto modificado con polímeros, etc)</li> <li>• Incrementar la densidad reduciendo el espacio de vacíos de la mezcla asfáltica</li> <li>• Incrementar el módulo resiliente de los agregados de la base (incrementar densidad, reducir plasticidad, reducir la cantidad de finos, etc)</li> </ul>
<b>Ahuellamiento (mezcla asfáltica caliente)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumentar el módulo dinámico de las capas</li> <li>• Usar asfalto modificado con polímeros en las capas cercanas a la superficie</li> <li>• Aumentar la cantidad de agregado triturado</li> <li>• Incrementar la cantidad de finos manufacturados en la mezcla</li> <li>• Reducir el contenido de asfalto en las capas de mezcla asfáltica</li> </ul>
<b>Ahuellamiento en capas desligadas y subrasante</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumentar el módulo resiliente de la base granular, incrementar la densidad de la base granular</li> <li>• Estabilizar la parte superior de la capa de fundación, usar capas gruesas de material granular</li> <li>• Colocar una capa de material de relleno con compactación adecuada</li> <li>• Incrementar el grosor de la carpeta asfáltica</li> </ul>
<b>Agrietamiento longitudinal por fatiga (iniciado en la superficie)</b>	<p>El daño acumulado y la función de transferencia de las grietas longitudinales deben ser usadas con cuidado al tomar decisiones acordes a la idoneidad de un diseño de prueba, en términos de agrietamiento longitudinal (agrietamiento de arriba hacia abajo)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Reducir el módulo dinámico de la superficie de la mezcla asfáltica</li> <li>• Incrementar el espesor de la carpeta asfáltica</li> <li>• Usar un ligante asfáltico de menor viscosidad en la capa superficial</li> <li>• Usar asfalto modificado con polímeros en la capa superficial,</li> </ul>

Fuente. AASHTO, 2015